



ANÁLISIS DE ACCIONES SÍSMICAS Y PROPUESTAS PARA SU DISEÑO

PFC. Ingeniería de Edificación

AUTORA: GLORIA LÓPEZ LÓPEZ.

DIRECTOR: Dr. CARLOS PARRA COSTA.

2013

AGRADECIMIENTOS

A todos mis profesores por haberme enseñado tanto durante estos cuatro años, en especial al director de este proyecto fin de carrera, el profesor Carlos Parra Costa, por la ayuda recibida para la realización del mismo.

A mi familia y amigos por su apoyo y comprensión.

RESUMEN

Este Proyecto Final de Carrera es el trabajo realizado para la finalización de los estudios como graduado en Ingeniería de Edificación por la Universidad Politécnica de Cartagena dentro de la Escuela de Arquitectura e Ingeniería de Edificación.

La realización de este proyecto surgió a raíz del terremoto ocurrido el pasado 11 de Mayo de 2.011 en Lorca, el cual ocasionó 9 víctimas mortales y más de 300 heridos, la situación geográfica en la que se encuentra la Región de Murcia (zona de peligrosidad sísmica elevada) y mi interés por las estructuras. Estos factores han sido por los que elegí realizar este Proyecto Específico.

El trabajo consiste en análisis de las acciones sísmicas y una serie de propuestas para el diseño de las mismas, siempre con referencia al terremoto de Lorca. También incluye un cálculo de dimensionamiento de una estructura sencilla situada en zona sísmica mediante un programa informático de cálculo estructural llamado “Cype”.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. COMPORTAMIENTO DEL SUELO (GEODINÁMICA).	
2.1. Geofísica.....	4
2.2. Acción sísmica.....	5
2.3. Dinámica y ondas.....	35
2.4. El terreno como medio de propagación (geotécnia).....	42
2.5. Características de un terremoto. Magnitud e intensidad.....	45
3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO Y SÍSMICO.	
3.1. Análisis dinámico.....	54
3.2. Vibración del suelo.....	56
3.3. Acciones dinámicas.....	60
3.4. Ecuaciones de movimiento.....	61
3.5. Estructuras complejas. Cálculo matricial para estructuras de “n” grados de libertad (gdl).....	65
3.6. Factores estructurales que influyen en la respuesta estructural.....	71
3.7. Análisis modal.....	81
3.8. Espectros de respuesta.....	88
4. PELIGROSIDAD SÍSMICA Y VULNERABILIDAD EN EDIFICACIÓN.....	99

5. CRITERIOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.

5.1.	Simplicidad y simetría.....	148
5.2.	Altura.....	151
5.3.	Resistencia y ductilidad.....	152
5.4.	Reducir cambios bruscos de rigidez y masas, tanto en planta como en altura.....	158
5.5.	Hiperasticidad y monolitismo.....	161
5.6.	Existencia de losas que permiten considerar a la estructura como una unidad.....	161
5.7.	Elementos no estructurales.....	162
5.8.	Cimentación. Evitar la resonancia entre suelo y estructura.....	168
5.9.	Compatibilidad entre los diferentes sistemas estructurales.....	172
5.10.	Separar adecuadamente los edificios adyacentes para evitar impacto...	173
5.11.	Interacción suelo-estructura.....	174
5.12.	Escala.....	176
5.13.	Planta libre.....	176
5.14.	NCSE-02.....	177
5.15.	Aisladores y disipadores de energía.....	178

6. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE.

6.1.	Introducción.....	185
6.2.	Cálculo mediante CYPE.....	186
6.3.	Análisis numérico.....	194

7. CONCLUSIONES.....204

1. INTRODUCCIÓN.

Para la mente humana, todo aquello que existe posee una estructura; para los sentidos, todo lo perceptible tiene forma. Estructura y forma son productos de la constante comunicación entre el ser y el universo; son conocimiento e información particulares de los componentes, relaciones, contornos, masa, proporción y cualidades de los cuerpos existentes; son el ordenamiento mental y material de elementos significativos dentro de la experiencia humana.

Aquello que carece de estructura definida es un fenómeno perceptual o imaginario que sólo posee forma tangible o posible. Aquello que carece de forma, no existe para el ser humano; puede estar dentro de lo desconocido, lo imperceptible; la nada. No está ni dentro de lo habitual ni dentro de lo posible. Es la anti-forma.

La estructura del universo es producto de la capacidad humana para discernir relaciones significativas y ordenar los fenómenos que percibe o imagina; capacidad de aprehender el universo, relacionar sus partes, delimitar esferas de desempeño y calificar sus comportamientos. Es al mismo tiempo, resultado de la necesidad humana de rehacer constantemente el universo en nuevas relaciones, nuevas partes, nuevos significados. La forma es el límite espacio-temporal de cuerpos y conceptos. Desde el mínimo elemento o partícula hasta el máximo universo, la forma define límites y establece contornos; otorga identidad y comunicabilidad a cuerpos y conceptos. La forma es producto de la capacidad para percibir el universo y elaborar imágenes significativas, es el resultado de las necesidades de rehacer el universo mediante transformaciones que generan nuevos cuerpos y conceptos, con un desempeño asignado del propósito o la finalidad, con un significado particular y una apariencia definida.

La verdadera innovación es aquella que afecta tanto a la estructura como a la forma de la vida. Lo que afecta sólo a la forma es insustancial, lo que afecta sólo la estructura es trascendental, pero incompleto.

Estructura y forma son producto de fases importantes del comportamiento humano: análisis conocimiento comprensión; invención y producción. El ingeniero o arquitecto muchas veces se dirige hacia la estructura a través de la forma; pero el creativo se dirige hacia la forma a través de la estructura, no con carácter exclusivo sino como un alternar de estados de relación.

En el proyecto sismorresistente de edificios, tan importante es un correcto análisis de la estructura como una buena concepción inicial de ésta, siguiendo unos criterios de diseño que se han comprobado eficaces ante diferentes acontecimientos sísmicos.

Este trabajo, ha sido objeto del análisis de acciones sísmicas, desde el origen de las mismas hasta el cálculo de las acciones (de acuerdo siempre a la norma sismorresistente NCSE-02, así como otras normativas de obligado cumplimiento como la EHE-08 y el CTE) y los efectos que provocan, y una serie de propuestas para el diseño de las estructuras sismorresistentes, tanto lo que hay que hacer para lograr que una estructura se comporte bien ante un determinado sismo como lo que hay que evitar para evitar que la estructura llegue al colapso.

En el segundo capítulo se desarrolla el tema del comportamiento del suelo. En la determinación de la acción sísmica intervienen una gran cantidad de variables relacionadas con el terreno, por ejemplo, los tipos de estratos que lo componen, sus espesores y distribución, etc. Además, las condiciones regionales del terreno pueden filtrar o por el contrario amplificar determinadas ondas sísmicas, dependiendo de los accidentes geográficos y la regularidad del relieve de la zona.

En el tercer capítulo, se habla del comportamiento dinámico y sísmico. La determinación de la acción sísmica se caracteriza por ser un problema de gran complejidad, por este motivo, las normativas sismorresistentes utilizan métodos simplificados.

A continuación, el cuarto capítulo nos habla de la peligrosidad sísmica y vulnerabilidad en edificación, es decir, tanto las formas de estimar la probabilidad de ocurrencia de un terremoto, como los factores que influyen en su determinación. También aparece el concepto de vulnerabilidad y su cuantificación, influencia de la ductilidad y las normativas de diseño sísmico. Por último, se recogen los daños ocurridos en las edificaciones lorquinas tras el terremoto del pasado 11 de Mayo de 2.011.

El capítulo cinco está dedicado a recoger los aspectos más importantes que deben considerarse en el diseño conceptual de la estructura, como por ejemplo, proporcionar simplicidad y simetría a la estructura, tanto en planta como en altura. Así como evitar cambios bruscos de rigidez en masa, etc. También aparece el concepto de ductilidad y los factores que influyen en la misma.

En el sexto capítulo se realiza un pequeño ejemplo de análisis sísmico tanto numéricamente como el dimensionamiento mediante el programa informático CYPE.

Por último, en el séptimo capítulo se recogen una serie de conclusiones a raíz del trabajo realizado.

2. COMPORTAMIENTO DEL SUELO (GEODINÁMICA).

En el estudio de los daños que el sismo genera en edificaciones, el suelo juega un papel crucial. De hecho, el comportamiento del suelo influye de manera más o menos intensa según los aspectos que vamos a comentar a continuación, en este capítulo.

2.1. GEOFÍSICA

La geofísica es la rama de la ciencia que se encarga de estudiar la Tierra desde el punto de vista de la física. Esta se encarga de estudiar fenómenos relacionados con la estructura, condiciones físicas e historia evolutiva de la Tierra. Se trata de una disciplina compleja, ya que para su estudio se emplean métodos cuantitativos físicos como la física de reflexión y refracción de las ondas mecánicas.

Dentro de la geofísica, podemos diferenciar la geofísica interna y la geofísica externa. Nosotros nos vamos a centrar en la geofísica interna, ya que es la que se encarga de estudiar el interior y la superficie de la Tierra.

Cabe diferenciar tres ramas dentro de la geofísica interna:

- Tectonofísica o geodinámica de la litosfera: estudia la dinámica y la cinemática de los procesos que deforman la litosfera, tectónica de placas y orogénesis, mediante métodos cuantitativos.
- Sismología: estudia los terremotos y la propagación de las ondas sísmicas que se generan en el interior y la superficie terrestre.
- Geotécnia: estudio mediante métodos cuantitativos de prospección para la ubicación de obras públicas y edificación.

2.2. ACCIÓN SÍSMICA

El **sismo o terremoto** es un fenómeno natural que consiste en uno o varios movimientos bruscos del terreno debido a la constante actividad de las placas tectónicas, estos pueden llegar a ocasionar importantes daños humanos y materiales. Para comprender este fenómeno, vamos a estudiar su origen, componentes, variables y efectos que lo acompañan.

2.2.1. ORIGEN.

La capa más superficial de la Tierra se denomina litosfera, es rígida, poco densa y sólida, esta comprende la corteza terrestre y la parte más externa del manto residual, flota sobre la astenósfera (figura 1), una capa poco viscosa de materiales a altas temperaturas que forma parte del manto superior.

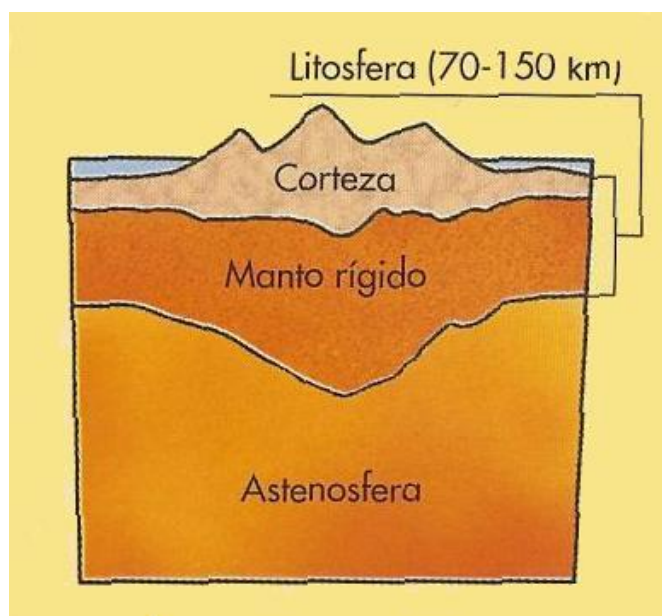


Figura 1. Partes en las que está dividida la parte más superficial de la Tierra. (Fuente: www.astro.uchile.cl)

La **teoría de las placas tectónicas** explica que en la astenosfera se producen movimientos lentos por convección que justifican el fenómeno del desplazamiento continental. El basalto de la astenosfera (figura X) fluye por extrusión a través de las dorsales oceánicas, lo que conlleva la renovación del fondo de los océanos. Por otro lado, en su encuentro con los continentes el fondo oceánico se hundió bajo éstos, volviendo la materia del fondo a sumirse en la astenosfera, este fenómeno se conoce como subducción.

La litosfera está fragmentada en una serie de placas (figura 2), placas litosféricas o tectónicas, en cuyos bordes se producen fenómenos geológicos como:

- Actividad volcánica.
- Sismicidad.
- Orogénesis.

Los movimientos entre placas (formadas por corteza continental, oceánica y en ocasiones mixtas), han dado forma a la Tierra, así como se conoce hoy. Estos movimientos son imperceptibles y lentos, pero en algunos casos las placas tectónicas interaccionan entre sí. Si el desplazamiento es coaccionado, comienza a acumularse energía debida a la tensión entre placas, que terminará liberándose en un movimiento brusco una cantidad variable de energía que originará terremotos y procesos volcánicos.

Esta liberación de energía puede producirse por el choque, rozamiento o separación en los bordes de placas tectónicas. Existen diferentes tipos **de bordes o fronteras entre placas**:

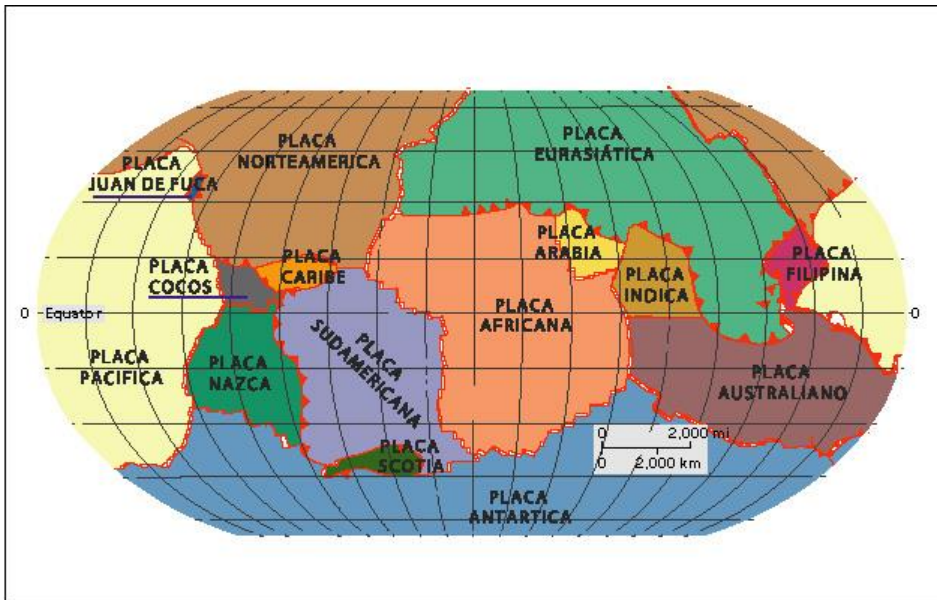


Figura 2. Las placas litosféricas (17), que se mueven lateralmente sobre la astenosfera
(<http://pendulomonopolar.blogspot.com.es>)

Fronteras divergentes: corresponde a las dorsales, o zonas de expansión, generalmente del suelo oceánico, donde se crea nuevo material cortical a lo largo de un rift o depresión central en el caso de las cordilleras centro-oceánicas.

La formación y subducción de la litosfera, formada por la corteza y la parte superior del manto, se desplaza sobre la astenosfera, como ya hemos comentado anteriormente. En las crestas de las cordilleras centro-oceánicas se genera nuevo material litosférico, en las zonas de subducción éste desaparece nuevamente bajo las fosas marinas. La cadena de volcanes que corre paralela a la fosa marina y la actividad volcánica asociada son producto del proceso de subducción (figura 3), la fricción, el aumento de temperatura y las altas presiones funden parcialmente el material descendente, aflorando a la superficie en forma de magma.

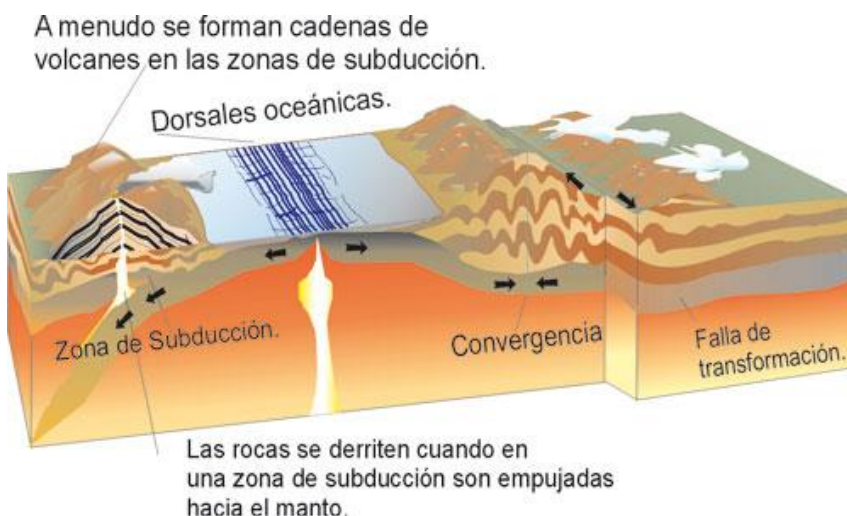


Figura 3. Formación y subducción de la litosfera.
(<http://www.gevic.net/info/contenidos>)

Fronteras convergentes: podemos diferenciar las zonas de subducción y las zonas de colisión frontal. Las zonas de subducción de una placa oceánica bajo otra placa, sea ésta continental u oceánica, en las cuales se consume y destruye nuevamente el material de la corteza y las zonas de colisión frontal entre placas continentales.

Fronteras de transformación: corresponde a las fallas de transformación en las cuales el desplazamiento relativo es lateral, paralelo al límite común entre placas adyacentes en ellas no se crea ni se destruye material cortical.



Figura 4. Tipos de borde o frontera de placa: divergente, covergente y transcurrente.

(<http://material-preuniversitario.blogspot.com.es>)

La Península Ibérica se encuentra entre la placa Ibérica y la placa Africana y según medidas realizadas por profesionales, se considera un movimiento relativo en el centro de la Península Ibérica entre estas placas de 0,2 mm/año según una dirección NO-SE.

La Región de Murcia se localiza en el interior del Orógeno Bético (Cordilleras Béticas), el cual comprende la parte continental española por la ausencia de un accidente principal que absorba la deformación producida por el empuje de ambas placas. Por el contrario, la deformación producida por la convergencia de éstas se reparte en una banda de dirección general E-W y de unos 400 km de ancho.

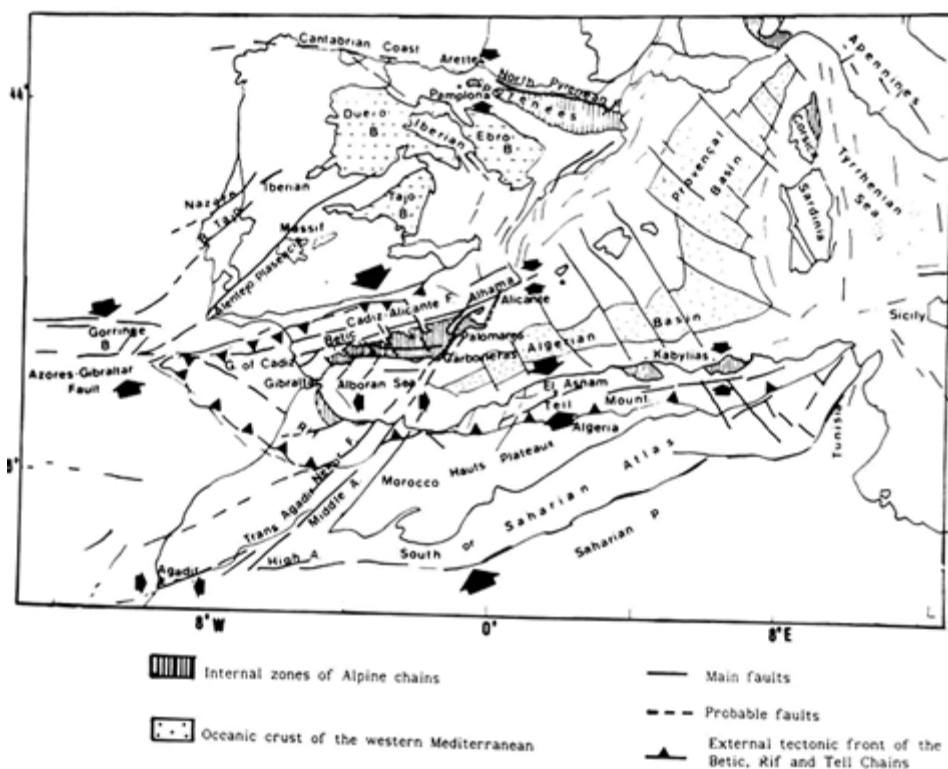


Figura 5. Marco geodinámico regional. Las flechas señalan la dirección general del campo de esfuerzos regional.

(www.112rm.com/dgsce)

La repartición de la deformación producida por la convergencia entre las placas Africana e Ibérica en un área tan extensa, unido a la relativamente baja velocidad de acercamiento entre las placas, determinan, en parte, el nivel de peligrosidad sísmica de la Región de Murcia. Concretamente en las Cordilleras Béticas la ocurrencia de sismicidad se atribuye fundamentalmente a roturas en pequeñas fallas secundarias distribuidas extensamente por el territorio. Esta situación refleja cómo la liberación de energía sísmica producto de la convergencia África-Iberia tiene lugar preferentemente a través de pequeños terremotos dispersos, en lugar de a través de grandes terremotos singulares.

Sistemas de fallas

La Región de Murcia presenta una alta densidad de fracturación con orientaciones prácticamente en todas las direcciones. Concretamente se pueden reconocer 4 sistemas de fallas de orientación general NW-SE, N-S (de NNW-SSE a NNE-SSW), NE-SW a ENE-WSW y WSW-ESE. La longitud en superficie de estas fallas no sobrepasa por lo general los 10 km.

Las evidencias de deformación más recientes se han encontrado en relación con los sistemas de fallas localizados en la mitad sur de la Región. Concretamente, algunas de las fallas de los sistemas NW-SE y N-S deforman en esta zona depósitos de edad Pleistoceno Superior (125.000-10.000 años). En el resto de los sistemas las deformaciones reconocidas hasta la fecha no sobrepasan el Pleistoceno Medio (720.000-125.000 años). La edad de estas deformaciones es, por lo general, aún más antigua en la mitad norte de la Región.

La relativa antigüedad de esas deformaciones contrasta con la actividad sísmica reconocida en algunas de estas fallas. Concretamente se han identificado asociaciones con la sismicidad en todos los sistemas de orientaciones, ya sea por la ocurrencia de series sísmicas o por alineaciones de epicentros bien localizados. Esta situación sugiere que todos los sistemas de fallas, independientemente de su orientación, son sísmicamente activos. De este modo se explica la distribución difusa de la sismicidad en la Región de Murcia.

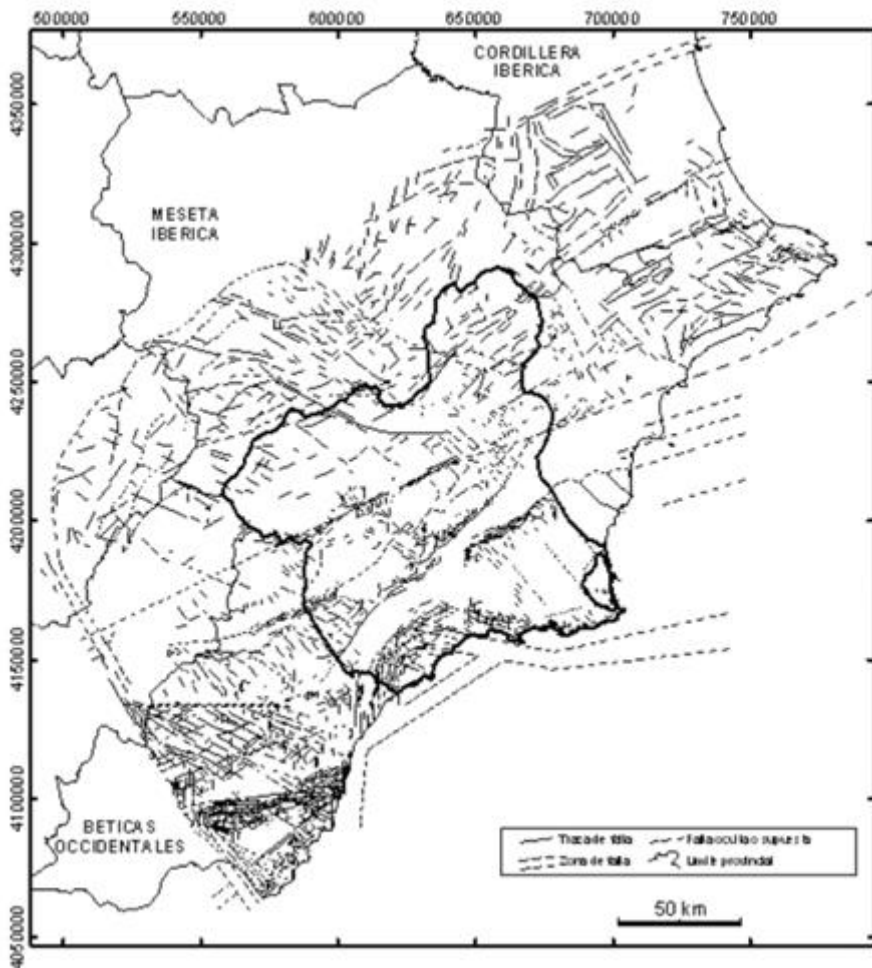


Figura 6. Sistemas de fracturación en el sureste de España (Cordilleras Béticas Orientales).

(www.112rm.com/dgsce/planes/sismimur)

Fallas neotectónicas y activas

Las fallas son estructuras tectónicas lineales que conforman una zona de deformación (zona de falla) de ancho variable, normalmente entre 1 y 5 km, que se reconoce en

superficie por longitudes de al menos 30 km, si bien éstas superan con frecuencia los 50 km, llegando excepcionalmente a 100 km en algunos casos. Casi todas las grandes fallas se pueden compartimentar en segmentos tectónicos diferenciados, que pueden presentar longitudes desde los 10-15 km hasta unos 40 km en las fallas más continuas.

Las grandes fallas de la Región de Murcia pueden clasificarse de modo sencillo en cinco grupos según su actividad tectónica reciente reconocida: “Muy Baja”, “Baja”, “Media”, “Alta” y “Muy Alta”. Las clases “Muy Baja” y “Baja” califican fallas en las que no se han reconocido deformaciones en depósitos del Cuaternario o posteriores al Pleistoceno Inferior, respectivamente, y, en los que los procesos geomorfológicos asociados indican una actividad muy baja o baja. Las fallas de clase “Media” presentan procesos geomorfológicos asociados a indicadores de cierta actividad y la edad de la última deformación reconocida es al menos Pleistoceno Medio. La clase “Alta” se corresponde con fallas que deforman depósitos de edad al menos Pleistoceno Superior y presentan tasas de deslizamiento entre 0,05-0,10 m/ka (1000 años). La clase “Muy alta” la forman fallas con tasas de deslizamiento superiores a 0,10 m/ka y con deformaciones reconocidas en materiales del Pleistoceno Superior y en algunos casos del Holoceno. Las fallas con mayor grado de actividad reciente en la Región de Murcia son las fallas de Alhama de Murcia y Carrascoe. Aunque estrictamente fuera del territorio murciano también hay que destacar la Falla del Bajo Segura y las fallas de San Miguel de Salinas y Torrevieja (Alicante).

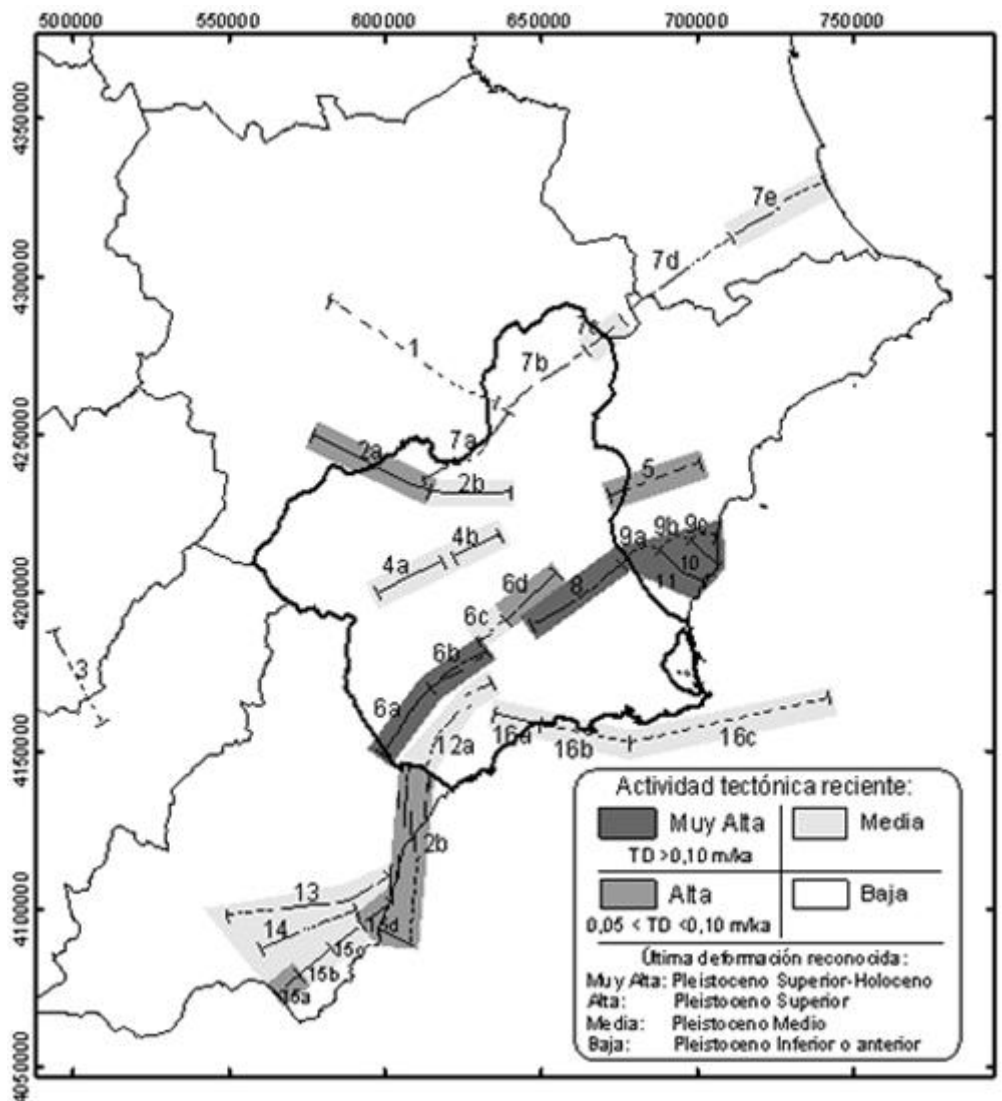


Figura 7. Grandes Fallas del sureste de España (Cordilleras Béticas Orientales). Se indican los diferentes segmentos tectónicos que componen cada gran falla, así como su grado de actividad tectónica reciente.

(www.112rm.com/dgsce/planes/sismimurl)

Caracterización sísmica de las fallas

A partir de los datos geológicos expuestos en el apartado anterior se pueden estimar una serie de parámetros de gran interés en el cálculo de la peligrosidad. Conociendo las dimensiones geométricas de una falla es posible estimar la magnitud máxima que generaría un terremoto que rompiera toda la extensión del plano de falla. Por otra parte, si se conoce la edad de las últimas deformaciones asociadas a la falla, o la tasa de deslizamiento, se puede inferir el periodo de recurrencia medio del evento máximo.

Dentro de la Región de Murcia y de su entorno pueden diferenciarse dos tipos de grandes fallas, dependiendo de su periodo de recurrencia: fallas con periodo de recurrencia menor de 10.000 años, que podrían tener alguna influencia significativa en análisis probabilistas y fallas con periodo de recurrencia mayor, que deberían considerarse en análisis deterministas.

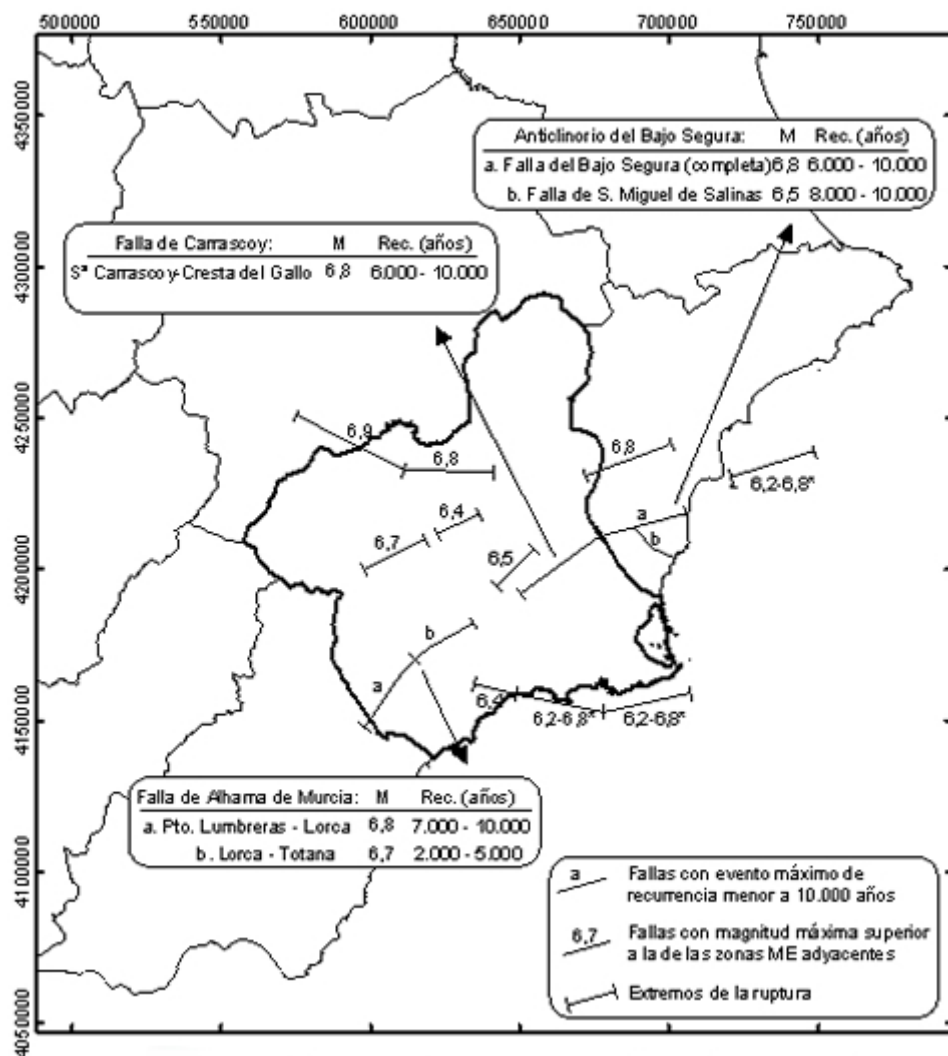


Figura 8. Grandes fallas del sureste de España. Se indican las magnitudes máximas y recurrencias medias estimadas, para aquellas con periodo de recurrencia inferior a 10.000 años. En el resto de las grandes fallas se indica únicamente la magnitud máxima posible, habiéndose estimado la recurrencia media de tal evento superior o muy superior a 10.000 años. Estas fallas no tienen influencia significativa en la peligrosidad para periodos de retorno inferiores a su periodo de recurrencia, pero deberían considerarse en análisis deterministas de la peligrosidad. La posición y longitud de las fallas submarinas es supuesta.

(www.112rm.com/dgsce/planes/sismimurl)

Zona de Falla	Segmento	Dirección general	Longitud (km)	Última deformación cuaternaria	Actividad Reciente (tasa desliz.)	Magnitud momento (M_w)	Recurrencia media (años)
Alhama de Murcia	Pto. Lumbreras – Lorca	NE-SW	28	Pleistoceno Superior	Muy Alta (0,41 m/ka)	6,8	7.000 – 10.000
	Lorca – Totana		23	Holoceno	Muy Alta (0,30 m/ka)	6,7	2.000 – 5.000
Carrascoy	S* Carrascoy – Cresta Gallo	NE-SW	32	Pleistoceno Superior	Muy Alta (0,54 m/ka)	6,8	6.000 – 10.000
S. Miguel de Salinas	La Veleta – Río Segura	NW-SE	17	Pleistoceno Superior	Muy Alta (0,30 m/ka)	6,5	8.000 – 10.000
Bajo Segura	Hurchillo	E-W a ENE-W'SW	8	Pleistoceno Superior – Holoceno	Muy Alta (0,35 m/ka)	6,3	1.700 – 6.000
	Benejúzar		10		Muy Alta (0,23 m/ka)	6,2	2.000 – 9.000
	Guardamar		12		Muy Alta (0,12 m/ka)	6,1	3.000 – 10.000
	Rotura completa		30		Muy Alta (0,23 m/ka)	6,8	6.000 – 10.000

Figura 9. Grandes fallas del sureste de España con actividad tectónica reciente muy alta. Se indica la magnitud máxima que cada segmento es capaz de generar de acuerdo con su longitud superficial. También se indica la recurrencia media de este evento estimada a partir del dato de la tasa de deslizamiento y mediante diferentes procedimientos.

(www.112rm.com/dgsce/planes/sismimur)

Sismicidad histórica

La ocurrencia de terremotos históricos en la Región de Murcia y en provincias aledañas ha sido estudiada por numerosos autores. Los resultados de estos estudios se han plasmado en diferentes catálogos de sismicidad histórica.

Por otra parte, el Instituto Geográfico Nacional (IGN) desarrolla una labor continua de revisión de los catálogos históricos existentes, con el fin de introducir modificaciones al catálogo sísmico oficial. En el nuevo catálogo se ha ampliado el número de terremotos identificados y se ha mejorado su localización epicentral así como la asignación de la intensidad macrosísmica.

La Intensidad es una medida cualitativa de los efectos que produce el terremoto en las construcciones, personas y medioambiente. Constituye una posible evaluación del tamaño de los terremotos que ocurrieron con anterioridad al periodo instrumental, existiendo diferentes escalas para su medida. En España se ha empleado tradicionalmente la escala MSK y, recientemente tiende a usarse la escala EMS (European Macroseismic Scale), que es una adaptación de la anterior a las técnicas constructivas modernas. Ambas escalas constan de doce grados numerados del I al XII. De modo general puede decirse que a partir del grado IV la vibración producida por el terremoto es sentida por la mayoría de las personas. A partir del grado VII ya se registran daños graves en algunas edificaciones y, a partir del grado VIII algunas edificaciones pueden llegar a colapsar, con grave riesgo para la seguridad.

De acuerdo con el catálogo sísmico del IGN, en el interior de la Región de Murcia consta la ocurrencia de unos 123 terremotos principales hasta el año 1920, cuyos epicentros aparecen representados en la figura siguiente. Puede observarse cómo la mayoría de los epicentros se localizan a lo largo de una franja central que coincide con la alineación NE-SW que conforman los valles del Guadalentín, Sangonera y la vega del Segura. Así mismo, a lo largo del curso medio del Río Segura se distingue otra concentración de epicentros de dirección NNE-SSW. En contraste destaca la escasa sismicidad localizada en los

márgenes norte y sur de la Región, lo que debe interpretarse con precaución, ya que puede no responder a la realidad. Conviene tener en cuenta que la identificación de terremotos históricos depende de la existencia de suficientes pruebas documentales y, evidentemente, éstas son más fáciles de encontrar en el caso de terremotos ocurridos cerca de poblaciones principales.

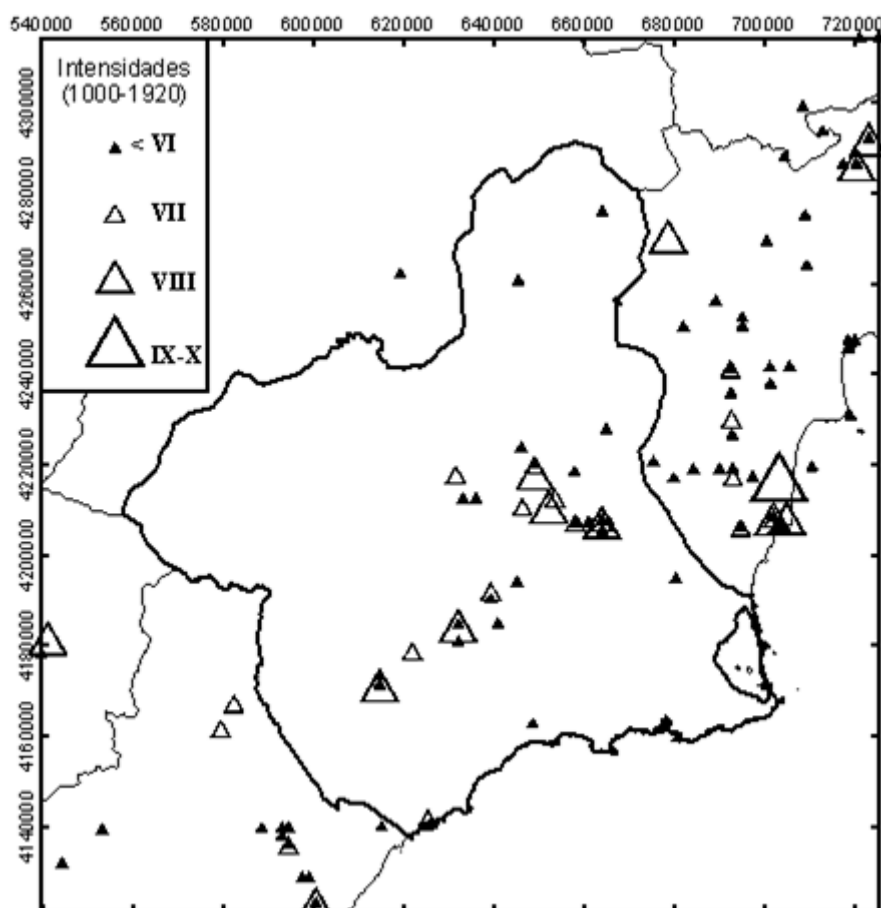


Figura 10. Distribución de la sismicidad histórica en la Región de Murcia y provincias limítrofes.
(www.112rm.com/dgsce/planes/sismimur)

Sismicidad instrumental

La primera red sísmica en España comienza a funcionar aproximadamente a partir de 1920. Desde entonces hasta la actualidad la red ha ido experimentado sucesivas ampliaciones y mejoras de la instrumentación hasta constituir la actual Red Sísmica Nacional (RSN) operada y gestionada por el Instituto Geográfico Nacional (IGN).

A diferencia del catálogo histórico, en esta base de datos el tamaño de los terremotos se caracteriza por la **magnitud**. Al ser calculada a partir de la amplitud de las ondas medida en el sismograma, la magnitud representa el tamaño de los sismos de forma más objetiva que la intensidad. Sin embargo introduce un nuevo problema por la diversidad de escalas en las que ha sido medida para diferentes sismos, haciendo que el catálogo existente no pueda considerarse homogéneo a este respecto.

Desde el año 1920 hasta aproximadamente mediados del año 2005 se han registrado en el interior de la Región de Murcia unos 1600 terremotos. Entre ellos destacan 19 eventos principales con magnitud superior a 4,0, junto con dos de magnitud menor que produjeron importantes daños. La sismicidad instrumental se distribuye extensamente por todo el territorio murciano, destacando el tercio central de la Región y la franja limítrofe con la Provincia de Alicante. Se pueden señalar varias agrupaciones de epicentros, destacando las situadas siguiendo la alineación NE-SO de los valles del Guadalentín, Sangonera y Segura, a lo largo del curso alto del Río Segura y en la Cuenca de Fortuna y, también, en el área de Caravaca de la Cruz, Jumilla y al Norte de Lorca.

El 97% de la sismicidad se corresponde con terremotos de magnitudes inferiores a 4,0. De hecho, en la Región no se ha registrado aún un terremoto de gran magnitud ($M > 6$) que

pudiera tener consecuencias catastróficas. Estudios recientes de paleosismicidad estiman que la ocurrencia de un terremoto de estas características puede tener lugar cada varios miles de años. Sin embargo, se puede estimar que la ocurrencia de terremotos moderados ($M= 4-5$) tiene lugar cada 4-5 años como media. Algunos de ellos han provocado daños significativos.

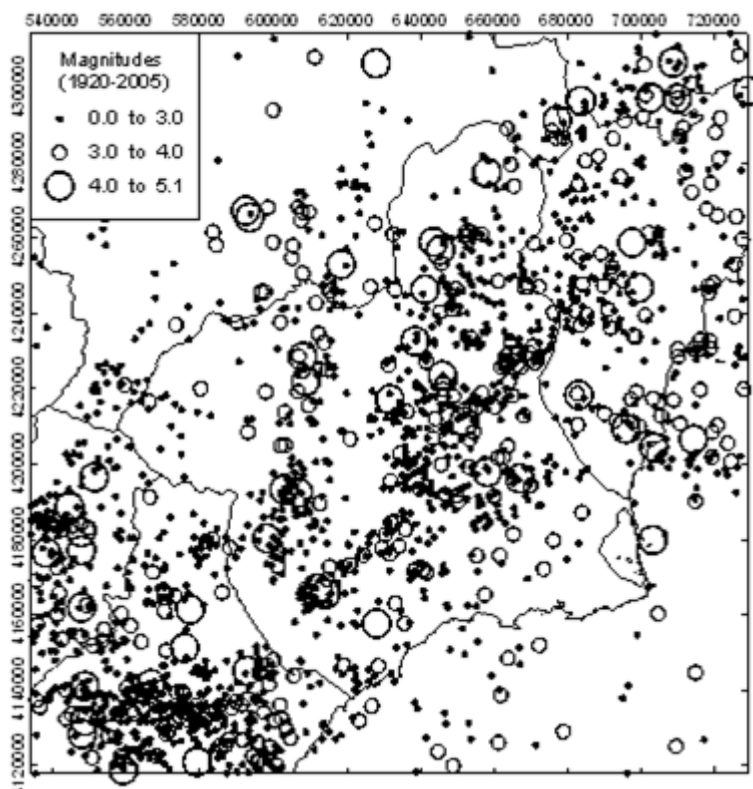


Figura 11. Distribución de la sismicidad instrumental en el periodo 1920 a 2005 en la Región de Murcia y zonas adyacentes.

(www.112rm.com/dgsce/planes/sismimur)

Las fronteras o bordes entre placas tectónicas donde los movimientos originan las fuerzas de fricción entre ellas se denominan fallas y son los puntos donde más probabilidad hay de que sucedan fenómenos sísmicos. Hay estudios que afirman que sólo el 10% de los terremotos ocurren alejados de las fallas.

La evidencia de los sismos puede ser observada cuando el contacto entre dos placas aflora en la superficie de la Tierra en forma de **"falla"**, como la famosa falla de San Andrés, en California (figura 12). De hecho, fue en observaciones realizadas en esta falla que pudo deducirse el mecanismo conocido como la "Teoría del Rebote Elástico". Esto ocurrió durante el sismo de San Francisco en el año 1906.



Figura 12. Falla de San Andrés, en California.
(www.astromia.com/fotostierra/fallasanandres.htm)



Figura 13. (www.alertatierra.com)

La figura 13 muestra las dos placas durante el movimiento lateral que produce la acumulación de esfuerzos, cuando los esfuerzos rebasan cierto límite se produce el movimiento entre las placas y se propaga en ambas direcciones, quedando así un desplazamiento permanente a ambos lados de la falla.

Aunque este proceso puede parecer intuitivamente obvio, en realidad no lo es, ya que durante mucho tiempo, se pensó que el fallamiento de la corteza era un efecto de los temblores y no el origen de los mismos. Si bien los sismos son generados por la ruptura en el plano de falla, las ondas así creadas se propagan a través de la tierra porque para los tiempos involucrados en la propagación de las ondas (del orden de varios segundos) esta se comporta como un cuerpo elástico. Cuando una roca es sometida a una fuerza pequeña por un corto tiempo, la roca se deforma; pero al cesar la fuerza, recupera su forma original, sin embargo, cuando la fuerza a la que se somete el material es mayor que su resistencia, esta se rompe o falla a lo largo de un

plano que es el llamado "plano de falla". Si existe un plano de falla preexistente, una nueva ruptura tenderá a presentarse en el mismo lugar porque este es un plano debilitado por rupturas anteriores. De la misma manera, si tenemos dos placas en contacto, la resistencia entre ellas es mucho menor que la que sería necesaria para romper nuevas rocas, de manera que las fuerzas acumuladas tenderán a fallar a lo largo del mismo plano.

En resumen, los movimientos de placas (figura 14), son lentos, pero originan tensiones violentas. La tensión se acumula en algunos puntos de los bordes de placa y los materiales se deforman elásticamente. Cuando se supera la resistencia del material se produce una fractura y las tensiones se liberan, propagándose en forma de ondas elásticas hasta que vuelve a estado de equilibrio, aunque con la presencia de una fractura o falla geológica.

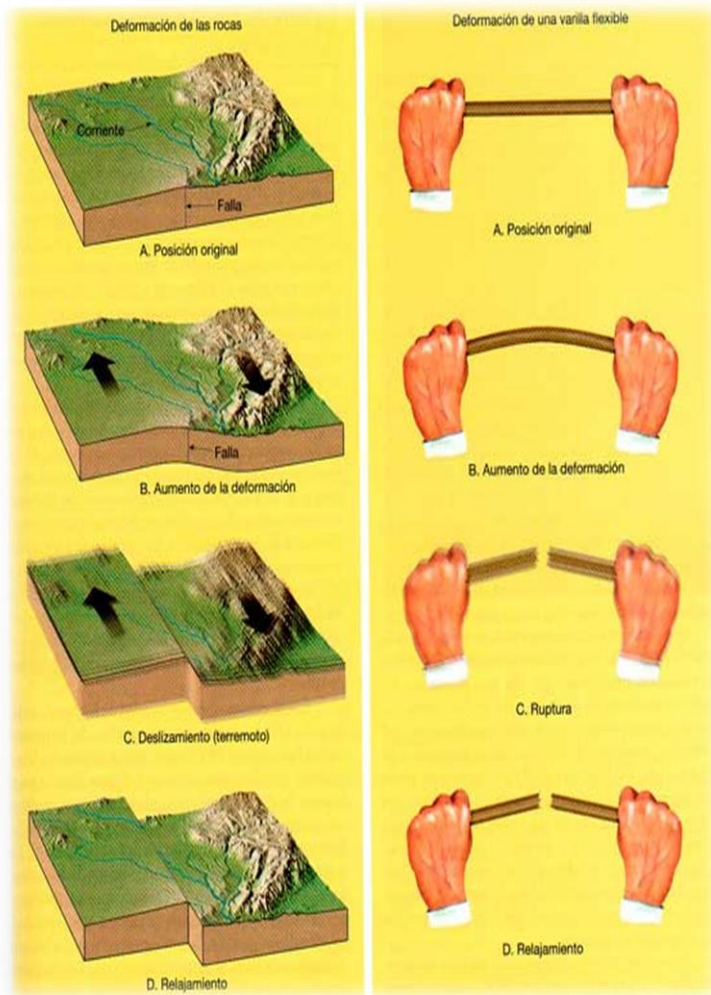


Figura 14. (www.google.es/imagenfallas)

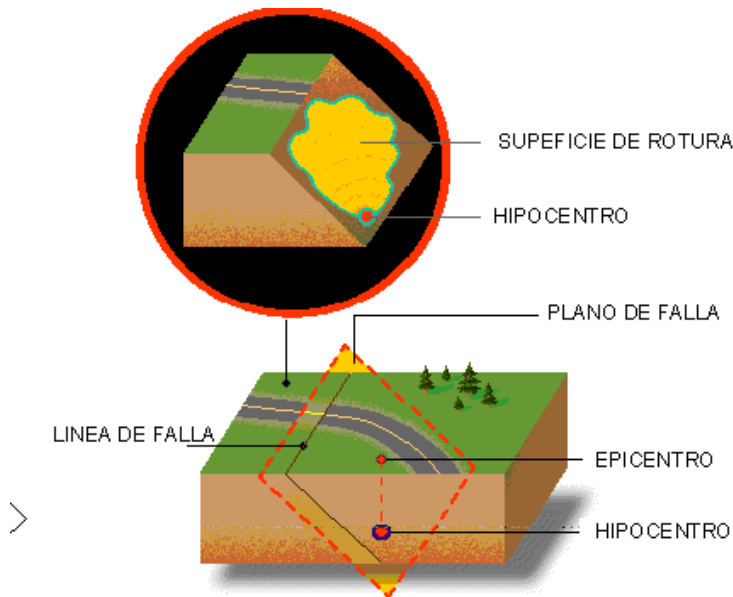


Figura 15. Plano de falla.
(www.artinaid.com/2013/04/)

Las fallas geológicas se pueden **clasificar** en:

Normales (figura 16) e inversas (figura 17): predomina el movimiento vertical del suelo (ondas P y SV).

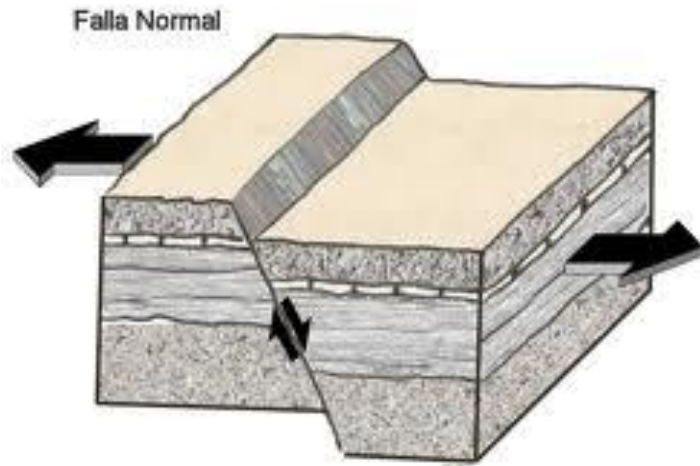


Figura 16. (<http://www.artinaid.com/2013/04/componentes-y-tipos-de-fallas-geologicas>)



Figura 17. (www.upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/)

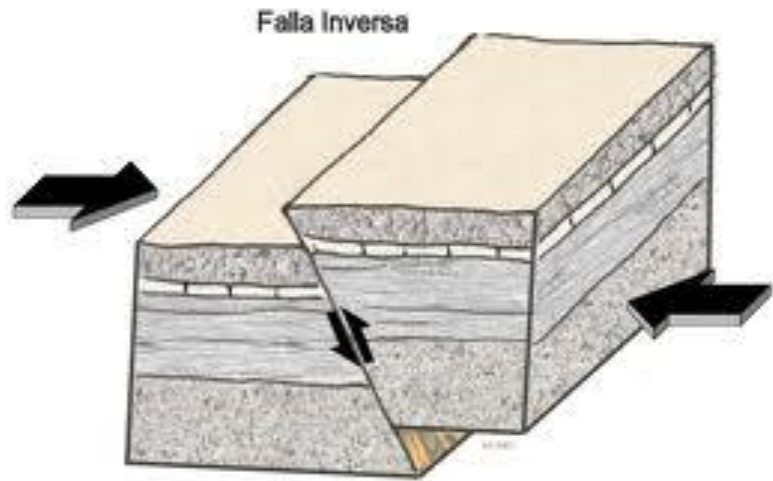


Figura 18. (<http://www.artinaid.com/2013/04/componentes-y-tipos-de-fallas-geologicas>)

De desgarre (figura 19): predomina el movimiento horizontal del suelo (ondas SH)



Figura 19. (<http://www.artinaid.com/2013/04/componentes-y-tipos-de-fallas-geologicas>)

- Oblicua (mixta, figura 20).

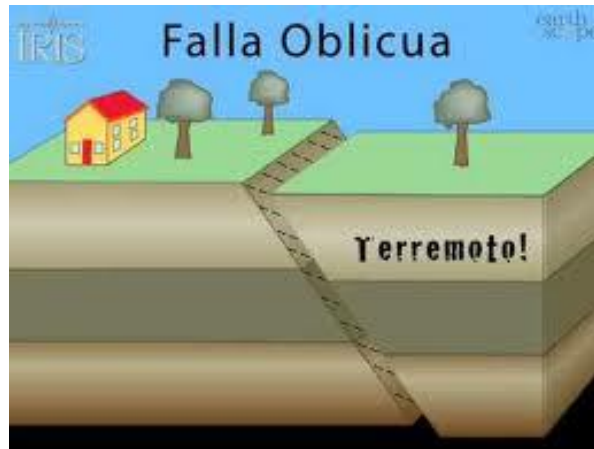


Figura 20. (www.veengle.com/s/buzamiento.html)

La energía liberada al producirse una falla se traduce en: la deformación anelástica del terreno y la propagación de las ondas sísmicas (estas se van a explicar a continuación).

Consideramos una falla activa si se ha dado algún desplazamiento en los últimos 10.000 o 35.000 años e inactiva si no se ha dado desplazamiento en los mismos años.

Llamamos falla capaz a aquella falla activa con traza visible en la superficie del terreno.

El tipo de falla condiciona tanto el patrón de radiación de ondas como el movimiento del suelo.



Figura 21. Falla que bordea Lorca.

Podemos diferenciar dos **tipos de sismos**:

Sismos interplaca: se originan en las zonas de subducción y en las fallas de transformación.



Figura 22. Cinturón Circumpacífico (gran magnitud).
(<http://es.wikipedia.org/wiki>)

Sismo intraplaca: asociados a fallas geológicas, producto del tectonismo y/o la actividad volcánica local.

Por ejemplo: Terremotos de New Madrid (Missouri, 1811-1812).

2.2.2. PROPAGACIÓN

Los terremotos se clasifican según las **causas** que lo provocan:

- Origen tectónico: estos hacen referencia al movimiento del suelo por el movimiento de las placas tectónicas. (Son los que nos interesan).
- Origen volcánico.
- De colapso: en cavidades subterráneas, terrenos kársticos, de menor magnitud.
- Artificiales: voladuras y explosiones.

El movimiento tectónico origina la liberación repentina de una gran cantidad de energía, derivada de la fricción acumulada entre las placas, en forma de ondas denominadas ondas sísmicas, estas se propagan en todas direcciones a partir de un punto de máximo movimiento. El punto, donde se origina la energía en forma de vibración, se denomina foco o **hipocentro**, este está definido por la latitud, longitud y profundidad. Según la profundidad del foco o hipocentro, los terremotos suelen clasificarse en:

- Superficiales: hasta los 70 km.

Un ejemplo de terremoto superficial es el terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2011 (figura 23) el cual tuvo una magnitud de 5,1 grados y fue precedido por un sismo de 4,5 grados.



Figura 23. (www.cuartopoder.es/planetaherido)

- Intermedios: entre 70 y 300 km de profundidad.

Un ejemplo de terremoto intermedio es el terremoto de Tokio en la región de Tōhoku (figura 24). Este tuvo una magnitud de 9,0 grados y creó olas de maremoto de unos 40,5 metros. Duró aproximadamente 6 minutos.



Figura 24. (www.elnuevodiario.com.ni/internacionales)

- Profundos: desde 300 hasta los 700 km de profundidad.

Los sismos de focos poco profundos son muy escasos. La proyección vertical del hipocentro normal a la superficie se denomina epicentro el cual está definido por la latitud y la longitud y sirve para situar geográficamente el sismo en la superficie terrestre, ésta es la distancia más corta entre el hipocentro y la superficie de la Tierra.

También es muy importante la **directividad**, ya que es fundamental conocer la dirección de rotura de la falla, de esta manera podemos determinar el tipo de falla y su dirección (figura 25). A su vez nos interesa la longitud de la falla, ya que esta es proporcional a la intensidad del terremoto.



Figura 25. (Curso de verano 2013 sobre sismo)

El terremoto se dio en la falla de menor longitud (central), si hubiera ocurrido en cualquiera de las otras dos (mayor longitud), en vez de hablar del terremoto de Lorca hablaríamos del terremoto de la Región de Murcia.

El efecto de directividad fue examinado por López-Comino en 2012 (tras el terremoto de Lorca), este utilizó registros de banda ancha y de aceleración pertenecientes al Instituto Geográfico Nacional (IGN) y al Instituto Andaluz de Geofísica (IAG).

Los eventos fueron relocalizados con el método de doble diferencia, lo que permitió identificar la propagación de la ruptura en la dirección SW a lo largo del segmento Lorca-Totana de la falla de Alhama de Murcia.

Los ángulos del mecanismo de falla para el terremoto principal son: azimut N240°E, buz. 54° y desp. 44°.

El análisis de la dependencia acimutal de la función fuente aparente del terremoto principal indicó un claro efecto de directividad de la ruptura en dirección a Lorca.

Por tanto, podemos afirmar que la directividad fue crucial en el daño ocasionado por el terremoto de Lorca, esto sumado a la poca profundidad epicentral y a la suma de los dos terremotos ocurridos fueron de los factores más importantes en los daños sucedidos a pesar de la poca magnitud de los mismos.

2.3. DINÁMICA Y ONDAS.

Desde el punto de vista de la física, una onda es la propagación de una perturbación de alguna propiedad del medio, como la densidad o la presión a través del espacio transportando energía, no materia. Las ondas se clasifican en:

- Ondas viajeras: existe propagación de energía.
- Ondas estacionarias: la energía asociada permanece confinada entre dos fronteras.

En la trayectoria de un frente de ondas se distinguen:

- Movimiento de la onda a través del medio (dirección de propagación).
-
- Movimiento oscilatorio de las partículas del medio (desplazamiento alrededor del punto de equilibrio).

Hay que diferenciar entre ondas y vibraciones, una onda es una condición medioambiental de cualquier tipo (natural o artificial) que se transmite de un lugar a otro a través de un cierto medio (soporte físico de la transmisión), el cual no se transporta y una vibración es un movimiento inducido por la acción de las ondas o cualquier otra excitación sobre los sistemas mecánicos, estructura y obras civiles.

La propagación de ondas puede explicarse mediante dos conceptos:

En primer lugar, el concepto de rayo, en óptica geométrica es una simplificación de bastante utilidad que está basado en los principios de Fermat y de Huygens. Se utiliza para analizar las trayectorias de las ondas sísmicas de refracción, donde la propagación e interacción de las ondas con medios de propiedades variables (suelos anisótropos) se simplifica al estudiar los rayos, que sufren efectos de reflexión y refracción en las diferentes interfaces. Las leyes de la óptica no tienen una realidad física por sí mismas, sino que se hacen patentes cuando se manifiestan sus efectos en un medio. Hoy en día sabemos cómo relacionar estas leyes con las propiedades del medio de propagación, ahí reside la utilidad de los conceptos de la óptica para la sismología.

Otro concepto es la naturaleza real de la onda como propagación de una perturbación, necesario para explicar todos los fenómenos en los cuales son determinantes las propiedades de la onda (fenómeno de difracción, transmisión de energía, interferencia... Llamamos rayos sísmicos a las líneas normales a los frentes de ondas sucesivos, trayectoria de las posiciones ocupadas por un punto dado del frente de ondas a lo largo de todo su recorrido. En un medio homogéneo, los rayos sísmicos serán líneas rectas, mientras que en medios estratificados con velocidades distintas en cada estrato, los rayos se aproximarán a curvas de tiempo mínimo, representadas por varios tramos rectos en cada estrato homogéneo. Si el medio es homogéneo, el frente de ondas es esférico en un momento cualquiera t , un poco más tarde en el tiempo $t+\Delta t$, cada uno de los frentes $V_p \Delta t$, donde V_p es la velocidad del medio. Si el medio no es homogéneo, cada elemento del frente de ondas se traslada paralelamente a sí mismo durante el instante Δt , pero con velocidades distintas a lo largo del frente, por lo que el nuevo frente de ondas no será paralelo al primero.

La ley de reflexión explica que un rayo que incide en la interfaz entre dos medios, se refleja parcialmente. El rayo incidente, la normal y el rayo reflejado están todo en un mismo plano (ángulo de incidencia = ángulo de reflexión).

La ley de refracción dice que un rayo incidente sobre la superficie de separación (interfaz) entre un medio 1 y otro 2, además de reflejarse en el medio 1, se refracta hacia él. El rayo incidente, la normal y el rayo refractado están en el mismo plano (ángulo de refracción, depende de las velocidades en los medios 1 y 2 y el ángulo de incidencia cumple la siguiente relación $\sin(i1)/\sin(i2) = V_{p1} / V_{p2}$).

Existen dos velocidades asociadas a las ondas, la primera es la velocidad de fase (V_p), indicadora de la velocidad con la que la onda se propaga. La segunda es la velocidad de grupo (V_g), velocidad a la que varía la energía transportada por la onda.

$$V_p = \frac{w}{k} \qquad V_g = \frac{dw}{dk}$$

La velocidad de fase y la de grupo no tienen por qué coincidir. Si w es proporcional a k , las dos velocidades coinciden.

Las ondas sísmicas son de tipo elástico, generan un estado tensional que se propaga en un medio elástico. Los sismos generan dos tipos de ondas elásticas que se propagan por el medio: ondas de volumen (internas) y de superficie. Desde el hipocentro se generan las llamadas sondas internas (de

volumen), estas viajan por el interior de la Tierra y su trayectoria es difícil de determinar, poseen poco poder destructivo ya que son las ondas que transmiten los temblores preliminares de un terremoto, estas se subdividen en:

Ondas P (primarias o longitudinales: son vibraciones donde las partículas sólidas del medio se mueven en el mismo sentido en que se propagan las ondas con velocidades de entre 3 y 13,6 km/s. Son las de mayor velocidad y se propagan en cualquier medio. Podemos diferenciar entre las de primera especie, las cuales corresponden a un movimiento del fluido y del sólido en fase, mientras que las de segunda especie son más lentas.

Ondas S (secundarias o transversales): son las que se perciben en segundo lugar porque su velocidad es menor que la de las ondas P. Producen un movimiento de las partículas del terreno perpendicular a la dirección de propagación de la onda, con velocidades comprendidas entre 3,7 y 7,2 km/s. Si las partículas oscilan verticalmente se denominan ondas SV, si lo hacen en dirección horizontal son SH.

Cuando las ondas sísmicas internas llegan a la superficie, se generan las ondas superficiales u ondas L. Estas se propagan por la superficie de discontinuidad de la interfase de la corteza terrestre, es decir, tierra-agua y tierra-aire. Surgen por la interferencia de las ondas internas primarias y secundarias y son más lentas que estas, tienen una amplitud mayor, siendo las ondas superficiales las que causan mayores daños en las estructuras. Se distinguen dos tipos:

Ondas Love (figura 26): mientras se propagan producen un movimiento horizontal de corte o cizalla. Su velocidad de propagación es del orden de un 90% de la de las ondas S.

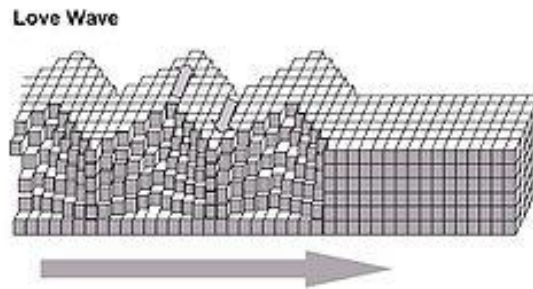


Figura 26. (<http://commons.wikimedia.org/wiki/>)

Ondas Rayleigh (figura 27): producen un movimiento elíptico retrógrado (en sentido contrario a la propagación) en el terreno. La velocidad de propagación es casi un 70% de la de las ondas S.

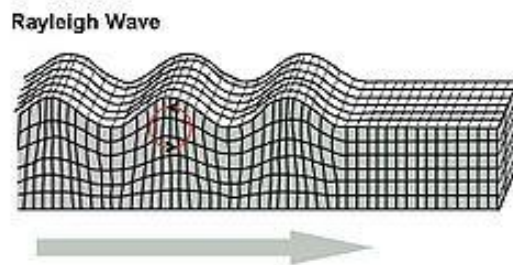


Figura 27. (<http://commons.wikimedia.org/wiki/>)

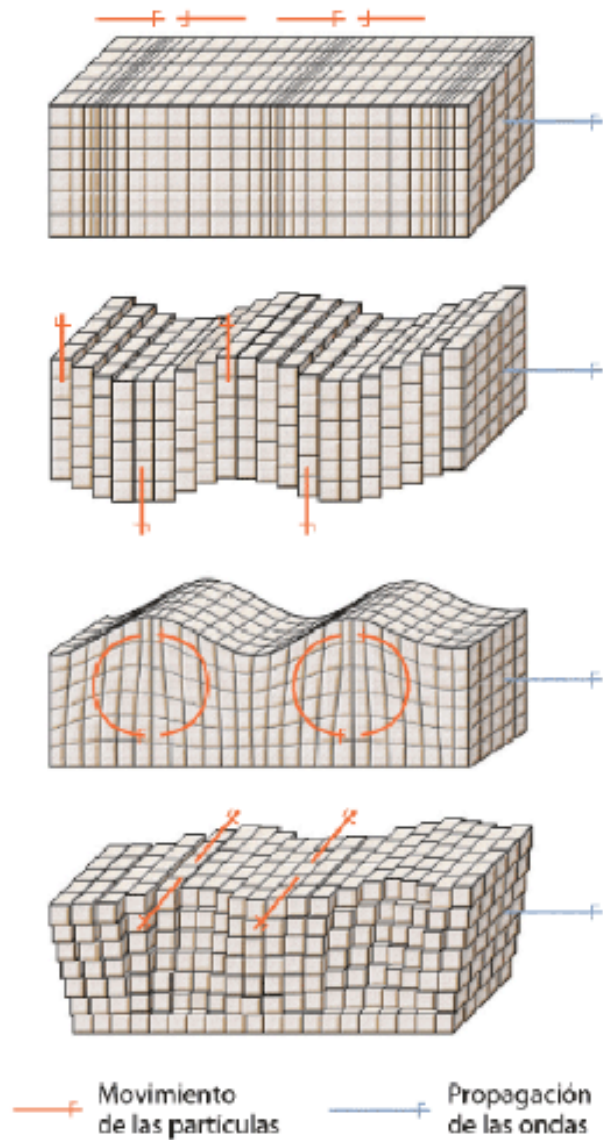


Figura 28. Ondas primarias, secundarias, love y rayleigh wave.

(www.kalipedia.com/ciencias-tierra-universo/tema/ondas-sismicas.html)

La ingeniería sísmica y la dinámica de suelos están interesadas en los periodos característicos de vibración de los suelos y de los edificios, ya que la respuesta de los edificios depende de la frecuencia predominante del movimiento sísmico (ondas P y S) y de la frecuencia natural del edificio. La respuesta de la estructura se verá afectada si ambas frecuencias coinciden.

La definición del movimiento descrito por una onda en términos matemáticos tiene como expresión más sencilla la del movimiento armónico simple (M.A.S.), viene dado por una función sinusoidal, en función del seno. La ecuación puede expresarse en función de la distancia y el tiempo $f(x,t)$, por tanto, el movimiento armónico simple es un movimiento periódico que queda descrito en función del tiempo por una función armónica (seno o coseno).

Escogemos una función armónica del tipo seno o coseno ya que al suponer una trayectoria recta, la partícula realiza una oscilación en torno a un punto situado en el centro de su recorrido.

En función de la posición y el tiempo $\rightarrow Y(x, t) = A \sin(kx - \omega t + y)$

Únicamente en función del tiempo $\rightarrow y(t) = A \sin(\omega t + y)$

A esta onda también se le llama “viajera”, para diferenciarla de las ondas estacionarias, las cuales permanecen fijas.

Cuando dos o más ondas coexisten en una misma región del espacio, se dice que interfieren sólo si las longitudes de onda son iguales. Las ondas originales individuales se superponen para producir una onda resultante. Hay tres casos especiales en la interferencia de ondas:

Interferencia constructiva: cuando dos ondas armónicas con igual amplitud, periodo y fase interfieren, la onda resultante tiene una amplitud igual al doble de las ondas originales.

- Interferencia destructiva: cuando las ondas tienen fases distintas y las crestas de una onda se superponen con los valles de la otra.

- Ondas estacionarias: si un tren de ondas se encuentra con una interfaz, la parte reflejada interfiere con la parte incidente del tren de ondas. Este tipo de onda es de gran interés en algunos campos de sismología, su ecuación en función del desplazamiento y el tiempo es:

$$Y(x, t) = 2A \cos(wt) \sin(kx)$$

2.4. EL TERRENO COMO MEDIO DE PROPAGACIÓN (GEOTÉCNIA).

Una vez analizada la causa del movimiento sísmico y explicados todos los aspectos geofísicos y matemáticos de la onda sísmica, es necesario definir el medio de propagación por el cual las ondas llegan desde el foco hasta la superficie terrestre. No solo hay que mirar el terreno como el medio al que se transmiten los esfuerzos de la estructura, sino que las propias características del suelo de cimentación pueden condicionar el comportamiento de todo lo que se asiente sobre él, por lo que habrá que estudiar con detalle los posibles fenómenos productor directa o indirectamente por el tipo de terreno, el cual, en el caso de solicitaciones sísmicas, tiene una especial relevancia.

Debemos prestar atención a la naturaleza elástica de las ondas sísmicas, que obliga a hablar de la teoría de la elasticidad

y relacionar los parámetros de las ondas con el medio en el que se propagan. Una perturbación sobre un medio elástico en función del tiempo genera ondas elásticas. Estas perturbaciones producen cambios locales en esfuerzo y deformación. Para entender la propagación de las ondas elásticas es necesario describir cinemáticamente la deformación del medio y las fuerzas resultantes (esfuerzos). La relación entre deformación y esfuerzo está gobernada por las constantes elásticas. Se define esfuerzo como la fuerza aplicada F por unidad de área:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Cuando las deformaciones son pequeñas la relación esfuerzo-deformación viene dada por la ley de Hooke, la cual establece que, dado una deformación, ésta es directamente proporcional al esfuerzo producido. Cuando existen varios esfuerzos, cada uno produce deformaciones independientes a los otros esfuerzos, por lo que el total de las deformaciones es la suma de las deformaciones individuales producidas por cada esfuerzo. Hay que distinguir entre medio isótropos, donde el material se comporta de la misma manera en todas las direcciones del espacio, con independencia de la dirección de aplicación de la fuerza; y medios anisótropos, donde el material se comporta de manera distinta dependiendo de la dirección del esfuerzo.

Mientras que en medio isótropos son suficientes dos variables elásticas, en medios anisótropos hacen falta 21 constantes elásticas independientes. La litosfera tiene, por lo general, un comportamiento anisótropo.

Los suelos no se aproximan tanto como las rocas a medios isótropos, pero para simplificar, se supone que los suelos están estratificados y que cada estrato es homogéneo e isótropo.

Las ondas viajan a diferentes velocidades en función de la dirección de propagación y de polarización (una onda es

polarizada cuando sólo oscila en una dirección del espacio y, por tanto, su movimiento está constreñido a un único plano). En un medio homogéneo la velocidad de las ondas elásticas depende de la densidad del suelo ρ y de los parámetros elásticos (el módulo de elasticidad E , el coeficiente de Poisson ν y el módulo de rigidez G).

La velocidad de propagación de las ondas P es:

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho}} (1 + \nu)(1 - 2\nu)$$

La velocidad de propagación de las ondas S es:

$$V_p = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

En la siguiente tabla se muestran una serie de valores para los medios más usuales:

MEDIO	V_p (m/s)
Material superficial meteorizado	305-610
Grava, guijo, arena (seca)	468-915
Arena (húmeda)	610-1830
Arcilla	915-2750
Agua	1430-1680
Agua de mar	1460-1530
Arenisca	1830-3970
Shale (roca arcillosa)	2750-4270
Tiza	1830-2970
Caliza	2140-6100

2.5. CARACTERÍSTICAS DE UN TERREMOTO. MAGNITUD E INTENSIDAD.

La **magnitud** se trata de un parámetro que mide la cantidad de energía que libera el terremoto. El aparato utilizado para medir la magnitud es el sismógrafo (figura 29) o geófono, que proporciona un gráfico que se denomina sismograma (figura 30).

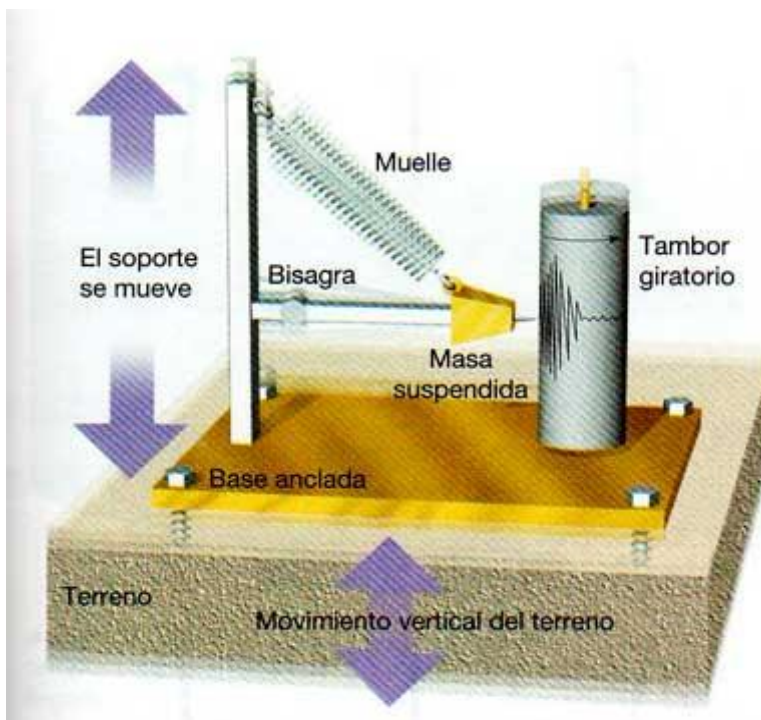


Figura 29. Sismógrafo diseñado para registrar el movimiento vertical del terreno.

(<http://www.google.es/imgres-imgurl=>)

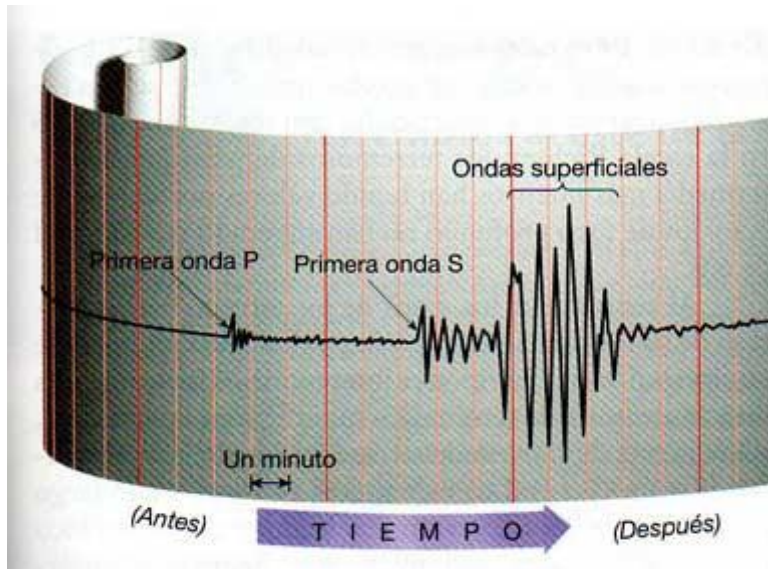


Figura 30. Sismograma.
(www.google.es/search/sismograma)

Para localizar el lugar exacto del epicentro se requiere de tres sismógrafos. El epicentro se encontraría en la intersección de tres esferas (figura 31) ficticias cuyo radio es la distancia entre el epicentro y cada sismógrafo.

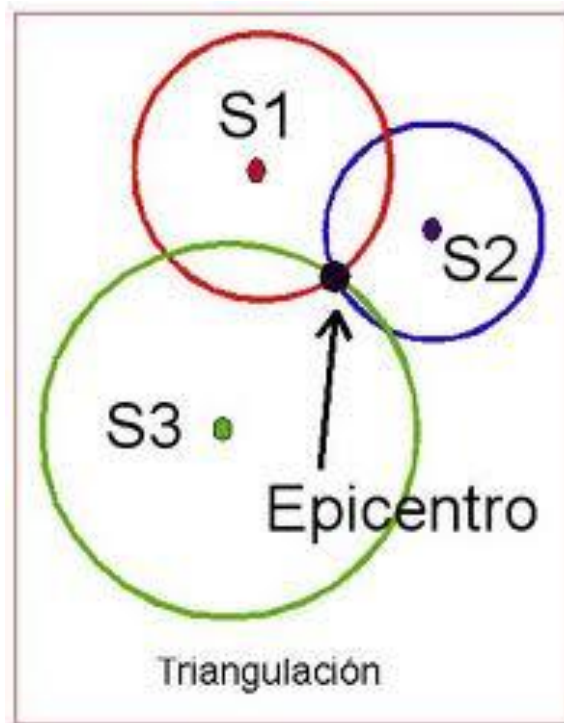


Figura 31. Epicentro.

(<http://rituala.blogg.se/2010/march/ubicando-magnitud-y-epicentro.html>)

Para establecer la magnitud se han definido diversas escalas, que se basan en la medición del mayor movimiento registrado.

- Escala de Ondas de Superficie o Magnitud de Gutenberg: Se basa en la medida de la amplitud de las ondas de superficie con un periodo de 20''.
- Escala de Ondas Corporales: utilizan la amplitud del registro de las ondas P.
- Escala de Magnitud local o de Richter (ML): Esta se determina calculando el logaritmo de la mayor

amplitud de las ondas registradas por el sismógrafo. Se caracteriza porque crece de forma potencial o semilogarítmica y porque no tiene límite superior, aunque rara vez se ha sobrepasado la magnitud 9.0.

- Escala de Magnitud del Momento (MW): Se basa en el concepto del momento sísmico (m_s), este es una medida del tamaño del terremoto establecido a partir de:

- Área de ruptura de la falla.
- Desplazamiento medio.
- Fuerza requerida para superar la fricción.

Se calcula a partir del espectro de las ondas sísmicas registradas.

En un método, la magnitud del momento se calcula a partir de los estudios de campo mediante una combinación de factores entre los que se cuentan el desplazamiento medio a lo largo de la falla, el área de la superficie de ruptura y la resistencia de cizalla de la roca fallada, una medida de cuánta energía elástica puede almacenar una roca antes de romperse súbitamente y liberar esa energía en forma de vibraciones (y calor). Por ejemplo, la energía implicada en un desplazamiento de 3 metros de un cuerpo rocoso a lo largo de una ruptura de unos pocos centenares de kilómetros de longitud sería mucho mayor que la producida por un desplazamiento de 1 metro a lo largo de una ruptura de 10 kilómetros de longitud (en el supuesto de que las profundidades de ruptura sean comparables).

La escala sismológica de Richter, también conocida como escala de magnitud local (M_L), es una escala logarítmica arbitraria denominada así en honor del sismólogo estadounidense Charles Richter (1900-1985).

La escala de Richter mide la magnitud de un sismo. A través de ella se puede conocer la energía liberada en el hipocentro o foco, que es aquella zona del interior de la tierra donde se inicia la fractura o ruptura de las rocas, la que se propaga mediante ondas sísmicas. Es una escala logarítmica, no existiendo límites inferior ni superior. De acuerdo a esta escala, un sismo tiene un único valor o grado Richter.

La magnitud Richter se calcula mediante una expresión matemática, cuyos datos se obtienen del análisis de los registros instrumentales. Debido a su carácter logarítmico, cuando la amplitud del movimiento o energía liberada por el sismo varía por un factor de 10, la magnitud cambia en una unidad. Así, un sismo de magnitud 7 será diez veces más fuerte que un evento de magnitud 6, y cien veces más fuerte que uno de magnitud 5.

Debido a ciertas limitaciones en la escala de Richter, esta ha sido sustituida en la actualidad por la **escala de magnitud de momento (M_W)**, la cual es completamente independiente del tipo de instrumento. La escala de Richter sigue siendo ampliamente usada debido a que se puede calcular rápidamente.

Los sismos más grandes, registrados instrumentalmente en el mundo son, alcanzando una magnitud momento (M_W) de 9.5 Richter el 22 de mayo de 1960 en Chile (figura 33) y El terremoto y tsunami de Japón de 2011, denominado oficialmente por la Agencia Meteorológica de Japón como el terremoto de la costa del Pacífico (en la región de Tōhoku) del 11 de marzo, fue un terremoto de magnitud 9,0 M_W que creó olas de maremoto de hasta 40,5 metros.



Figura 33. (<https://www.google.es/search?hl=en&site>)



Figura 34. (www.yahoo.es/images/tokyo)

La **intensidad** se trata de una medida cualitativa que mide los efectos del terremoto sobre las personas, las construcciones y el terreno. Las escalas más utilizadas son:

- MM o Mercalli Modificada en USA.

Los sismólogos usan un método diferente para estimar los efectos de un sismo, conocido como su **intensidad**. La intensidad no debe confundirse con la magnitud. Aunque cada

sismo tiene un solo valor de magnitud, sus efectos varían de un lugar a otro, y habrán muchos estimados de diferente intensidad.

La intensidad es la violencia con que se siente un sismo en diversos puntos de la zona afectada. La medición se realiza de acuerdo a la sensibilidad del movimiento, en el caso de sismos menores, y, en el caso de sismos mayores, observando los efectos o daños producidos en las construcciones, objetos, terrenos y el impacto que provoca en las personas. El valor de la intensidad de un sismo en un cierto lugar se determina de acuerdo a una escala previamente establecida.

Se han desarrollado varias escalas para medir la intensidad de un sismo pero la más usada es la escala de Mercalli, que ha estado en uso desde 1931. Debe su nombre al vulcanólogo italiano Giuseppe Mercalli. Ha sido modificada varias veces y en la actualidad la escala se conoce como la **Escala de Mercalli Modificada**, abreviada comúnmente como **MM**.

Se trata de una escala cualitativa, mediante la que se mide la intensidad de un sismo. Constituye la percepción de un observador entrenado para establecer los efectos de un movimiento telúrico en un punto determinado de la superficie de la tierra. La escala modificada de Mercalli va desde el grado I hasta el XII.

A un mismo sismo, con un único grado Richter, se le pueden otorgar distintos grados en la Escala de Mercalli, de acuerdo a la percepción o efectos de ese movimiento en cada punto donde se ha percibido. Esto explica el por qué a un mismo sismo sensible, con un único grado Richter, se le otorgan distintos grados Mercalli en los distintos puntos geográficos donde se ha dejado sentir. (Se expresan en los números romanos del I al XII).

Por lo tanto, el uso de la Escala de Mercalli (figura 35) requiere:

- Tener en cuenta los efectos que distorsionan la percepción de la intensidad (percepción personal), que depende del lugar en que uno se encuentra: altura, tipo de edificación, tipo de suelo, modalidad de construcción, entre otros factores.
- Junto con tener presente lo anterior, al momento de precisar la Intensidad, se sugiere consultar a otras personas con qué intensidad percibieron el sismo. De preferencia no deben encontrarse en el mismo lugar.

Esta medición cualitativa es la que orienta directamente las acciones de protección civil frente a la ocurrencia de sismos mayores o destructores (terremotos).

Grado	Descripción
I. Muy débil	No se advierte sino por unas pocas personas y en condiciones de perceptibilidad especialmente favorables.
II. Débil	Se percibe sólo por algunas personas en reposo, particularmente aquellas que se encuentran ubicadas en los pisos superiores de los edificios.
III. Leve	Se percibe en los interiores de los edificios y casas.
IV. Moderado	Los objetos colgantes oscilan visiblemente. La sensación percibida es semejante a la que produciría el paso de un vehículo pesado. Los automóviles detenidos se mecen.
V. fuerte	La mayoría de las personas lo percibe aun en el exterior. Los líquidos oscilan dentro de sus recipientes y pueden llegar a derramarse. Los péndulos de los relojes alteran su ritmo o se detienen. Es posible estimar la dirección principal del movimiento sísmico.
VI. Bastante Fuerte	Lo perciben todas las personas. Se siente inseguridad para caminar. Se quiebran los vidrios de las ventanas, la vajilla y los objetos frágiles. Los muebles se desplazan o se vuelcan. Se hace visible el movimiento de los árboles, o bien, se les oye crujir.
VII. Muy fuerte	Los objetos colgantes se estremecen. Se experimenta dificultad para mantenerse en pie. Se producen daños de consideración en estructuras de albañilería mal construidas o mal proyectadas. Se dañan los muebles. Caen trozos de mampostería, ladrillos, parapetos, cornisas y diversos elementos arquitectónicos. Se producen ondas en los lagos.
VIII. Destructivo	Se hace difícil e inseguro el manejo de vehículos. Se producen daños de consideración y aun el derrumbe parcial en estructuras de albañilería bien construidas. Se quiebran las ramas de los árboles. Se producen cambios en las corrientes de agua y en la temperatura de vertientes y pozos.
IX. Ruinoso	Pánico generalizado. Todos los edificios sufren grandes daños. Las casas sin cimentación se desplazan. Se quiebran algunas canalizaciones subterráneas, la tierra se fisura.
X. Desastroso	Se destruye gran parte de las estructuras de albañilería de toda especie. El agua de canales, ríos y lagos sale proyectada a las riberas.
XI. Muy desastroso	Muy pocas estructuras de albañilería quedan en pie. Los rieles de las vías férreas quedan fuertemente deformados. Las cañerías subterráneas quedan totalmente fuera de servicio.
XII. Catastrófico	El daño es casi total. Se desplazan grandes masas de roca. Los objetos saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados.

Figura 35. (<http://aulablogdebiologia2.wordpress.com/la-tierra/09-actividad-interna-de-la-tierra/teoria/escalas-sismicas/>)

- M.S.K. en Europa, hoy en día se ha generalizado el uso de la EMS-98 o Escala Macrosísmica Europea.

Todas estas escalas son lineales, están graduadas del I al XII y se expresan en números romanos. Los grados se establecen en función de los efectos.

Un mismo movimiento sísmico determina diversos valores de intensidad. Para representar la intensidad de un determinado terremoto se utilizan mapas de isosistas (figura 36).



Figura 36. Mapa de isosistas.

(www.juntadeandalucia.es/averroes/~11700196/departamentos/c_naturales/02_bachillerato_2/ctma/documentos_interesantes/terremotos_andaluces.htm)

3. COMPORTAMIENTO DINÁMICO Y SÍSMICO.

3.1. ANÁLISIS DINÁMICO.

La dinámica estructural o de estructuras es la disciplina que se encarga de estudiar los fenómenos, causas y efectos que producen las acciones dinámicas en las estructuras.

A grandes rasgos, podemos identificar **dos fenómenos** que caracterizan el cálculo dinámico:

- La carga (y por tanto, también la respuesta estructural), es dependiente del tiempo.
- Los efectos de inercia y amortiguamiento.

La acción sísmica se considera una acción dinámica, al definirlas se incide en su carácter periódico, ya que los terremotos se manifiestan en instantes concretos en el tiempo y de manera aleatoria (accidentalmente, con cierta periodicidad...), durante el sismo las fuerzas generadas por el temblor pueden variar sin responder a un modelo definido con anterioridad.

Las **fuerzas dinámicas** en estructuras de edificación son muy comunes y pueden ser debidas a diferentes causas, tales como:

- Viento
- Impacto
- Vibraciones
- Sismo
- Explosiones
- Tránsito rítmico de personas
- Avalanchas

Las **acciones dinámicas** pueden dividirse en dos grupos:

- Periódicas o cíclicas: aquéllas cuya carga se aplica sucesivamente con magnitudes constantes sobre la estructura. Por ejemplo, las producidas por maquinaria rotativa sin amortiguar.
- No periódicas: aquellas de difícil determinación que no siguen un modelo cíclico de aplicación. Por ejemplo las cargas inducidas por avalanchas, terremotos, explosiones...

No podemos confundir el efecto que produce sobre una estructura una carga dinámica con el originado por una carga móvil. La carga móvil es un tipo concreto de carga dinámica caracterizada por una fuerza constante F que se desplaza a una velocidad v sobre una estructura y tiene el efecto de una carga puntual o lineal que varía de posición. Por tanto, el carácter dinámico de una carga móvil radica en la variación de posición, no en la intensidad, que suele ser constante.

En una estructura sometida a acciones dinámicas, es necesario distinguir entre dos tipos de respuesta:

- Respuesta transitoria o estática: tiende a cero con el tiempo y depende de las condiciones iniciales y de las fuerzas independientes del tiempo.
- Respuesta estacionaria o dinámica: permanece al margen de la respuesta transitoria y se debe a fuerzas dependientes del tiempo. Esta dura mientras actúa la fuerza F .

Sistemas discretos → pueden definirse mediante un número finito de grados de libertad.

Sistemas continuos → necesitan infinitos grados de libertad para ser definidos con exactitud.

Es necesario conocer el límite elástico de los materiales para determinar el rango en el que se producen las deformaciones de las estructuras. Este valor marcará la frontera entre el comportamiento lineal y el comportamiento no lineal de una estructura.

3.2. VIBRACIÓN DEL SUELO.

La vibración del suelo está causada directamente por la acción de las ondas sísmicas. La **severidad** del movimiento vibratorio **dependerá** fundamentalmente de:

- Profundidad del foco.
- Distancia epicentral.
- Magnitud.
- Tipo de suelo.
- Directividad.

Dependiendo de la magnitud y del tipo de terreno, la **duración** varía de unos segundos a unos minutos.

La respuesta dinámica de un inmueble al movimiento vibratorio del suelo, es la principal causa de daños en el edificio. Las ondas sísmicas provocan fuerzas que afectan a las edificaciones como consecuencia de las cuales el inmueble se pone en movimiento por su base. La parte alta del inmueble tenderá a permanecer en reposo o a conservar su posición inicial generando fuerzas de inercia.

Las fuerzas de inercia obedecen a la 2ª Ley de Newton:

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \times \mathbf{A}$$

Dónde:

Masa (M): Hace referencia al peso del edificio.

Aceleración (A): Hace referencia al cambio de velocidad de las ondas sísmicas.

La aceleración de suelo es rápida comparada con el movimiento del edificio. El edificio se mueve lentamente (en relación al sismo) porque las masas son grandes y las rigideces son pequeñas.

Por ejemplo, si tengo una columna con varias masas, resulta que: la columna es rígida, las masas son pequeñas, y el movimiento de la base es lento, entonces la columna acompaña a la base, y no se produce esfuerzo alguno. Si la columna es poco rígida, la masa grande, y el movimiento de la base es súbito, solamente se deformará la primera columna y las otras masas tenderán a quedar quietas, lo que ocasionará un gran esfuerzo en la columna inferior. Esto ocurre en un instante inicial. Luego, si la aceleración persiste, la columna se deformará totalmente.

Lo explicado anteriormente ocurriría si la aceleración fuera constante, pero el problema del sismo es que la aceleración varía. Esto hace que el movimiento de la base “regrese” cuando las masas han empezado a moverse en una dirección, entonces el problema es más complejo.

Y en un sistema de varios grados de libertad. Es decir, en un sistema que tiene varias masas conectadas entre sí por elementos rigidizadores, la misma ecuación viene a ser:

$$[M]*[A] + [K]*[d] = [F]$$

Dónde:

[M] es la matriz de masa de la estructura. Para simplificar el problema, puede considerarse una matriz diagonal.

$[A]$ es el vector de aceleraciones en cada grado de libertad

$[K]$ es la matriz de rigidez de la estructura y está formada por la aportación de rigidez de cada elemento en la estructura

$[d]$ es el vector de desplazamientos

$[F]$ es la fuerza externa aplicada sobre la estructura

En esta ecuación, si $[F]$ es cero, entonces la fórmula reproduce la vibración libre de la estructura.

Las fuerzas de inercia responden al principio de D'Alembert. Estas se generan en la parte alta del inmueble, se transfieren a la parte baja a través de los elementos estructurales del edificio, imprimiendo esfuerzos que si son lo suficientemente grandes provocaran el daño de los mismos.

La respuesta dinámica del inmueble al movimiento del suelo depende de:

- Duración del movimiento vibratorio.
- Amplitud del movimiento.
 - Velocidad.
 - Desplazamiento.
 - Aceleración.
- Frecuencia.
- La amplitud (velocidad, desplazamiento y aceleración) varía con la frecuencia de la onda.
 - Alta frecuencia (mayor de 10 hertzios), se registran grandes aceleraciones y pequeños desplazamientos.

- Baja frecuencia (menos de 10 hertzios), se registran pequeñas aceleraciones y grandes desplazamientos.

La respuesta individual de cada edificio afectado por un mismo terremoto, es diferente. Un mismo edificio responde de forma distinta a los diferentes terremotos. Por ello, para el diseño sismorresistente se utilizan espectros de respuesta.

El movimiento vibratorio que produce un sismo, es un movimiento complejo ya que interaccionan ondas de diferentes amplitud, periodo y frecuencia.

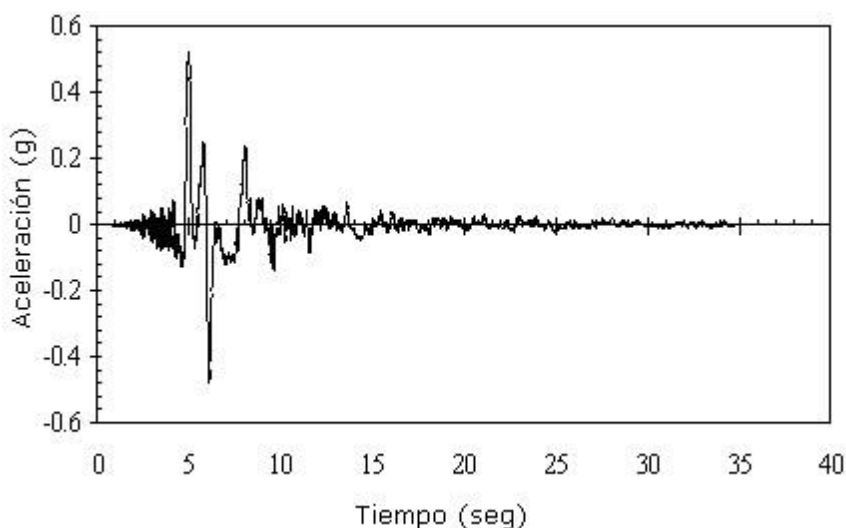


Figura 37. Acelerograma.
(www.scielo.org.ve/scielo.php?pid=)

Parámetros característicos de un registro:

- Duración: tiempo transcurrido entre el primer y el

último paso por la aceleración. esta aumenta con la magnitud y disminuye con la proximidad al foco.

- Valores máximos del movimiento del suelo.
- Periodo predominante.
- Curvas espectrales.

3.3. ACCIONES DINÁMICAS.

Una carga dinámica es aquella cuya magnitud, dirección y/o posición varían con el tiempo. Bajo este tipo de acciones la estructura desarrolla fuerzas inerciales y su deformación máxima no tiene por qué coincidir con la máxima intensidad de la fuerza aplicada. Las mencionada fuerzas inerciales se explican mediante el Principio de d'Alembert, que afirma que una masa “m” desarrolla una fuerza proporcional a su aceleración y opuesta a ella, la denominada fuerza inercial F_t .

Matemáticamente puede hallarse esta fuerza de manera sencilla haciendo uso de la segunda ley de movimiento de Newton, el cual establece que la cantidad de cambio de movimiento de una partícula “m” es igual a la fuerza que actúa sobre la misma,

$$F(t) = \frac{d}{dt} (mx \frac{dx}{dt})$$

Donde $F(t)$, es la fuerza aplicada y “x” la posición de la partícula de masa “m”. Como en los problemas estructurales se considera que la masa no varía con el tiempo (es una magnitud escalar), la ecuación se puede representar como,

$$F(t) = m \frac{d^2x}{dt^2} = m\ddot{x}(t)$$

Esta nueva ecuación indica que la fuerza dinámica es igual al producto de la masa por la aceleración, que puede

representarse como,

$$F(t) - m\ddot{x}(t) = 0$$

Donde el segundo término es la denominada fuerza inercial F_t que resiste o se opone a la aceleración de la masa, y que se deduce del mencionado principio de d'Alembert. La importancia de este principio reside en que permite expresar las ecuaciones de movimiento como ecuaciones de equilibrio dinámico.

3.4. ECUACIONES DE MOVIMIENTO.

Un sistema formado por una masa y un muelle de comportamiento elástico y lineal, de 1 grado de libertad (gdl), en el cual la masa se desplaza desde su posición de equilibrio y a continuación se deja vibrar libremente. La masa oscilará alrededor de la posición de equilibrio.

Si se desplaza la masa de su posición inicial (posición de equilibrio) y seguidamente se deja vibrar libremente, la masa oscilará alrededor de dicha posición. Planteando las ecuaciones de equilibrio de fuerzas, reobtiene la ecuación de movimiento del sistema sin amortiguar,

$$m\ddot{x}(t) + kx(t) = 0$$

si se considera:

$$x(t) = A \operatorname{sen}(wt), \quad \ddot{x}(t) = -w^2 A \operatorname{sen}(wt),$$

entonces,

$$\begin{aligned} m(-w^2 A \operatorname{sen}(wt)) + k(A \operatorname{sen}(wt)) &= 0 \\ (-mw^2 + k) A \operatorname{sen}(wt) &= 0 \end{aligned}$$

Dividiendo entre “m” se obtiene,

$$\frac{k}{m} - w^2 = 0 \rightarrow w = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Donde w es la frecuencia natural de excitación del sistema expresada, normalmente, en rad/s. De esta expresión se observa que la frecuencia natural del sistema es directamente proporcional a la rigidez e inversamente proporcional a la masa. Por tanto, estas relaciones serán las contrarias con el período natural de excitación T_n , expresado en segundos,

$$T = \frac{2\pi}{w}$$

Si lo anterior se expresa en forma matricial para sistemas de n grados de libertad:

$$[M]\ddot{x} + [K]x = 0$$

El sistema admite soluciones no triviales, compatibles con un movimiento sin fuerzas exteriores aplicadas de la forma:

$$x(t) = X e^{i(\omega t + \varphi)}$$

Siendo X un vector formado por las amplitudes de los movimientos. Sustituyendo obtenemos,

$$([K] - w^2[M]) X = 0$$

Donde para que existan soluciones distintas de la trivial debe cumplirse que el determinante de la matriz de coeficientes sea nulo:

$$|[K] - w^2[M]| = 0$$

Como solución de este polinomio característico se obtiene n autovalores w_i^2 que se corresponden con las frecuencias naturales o propias con las cuales la estructura puede

vibrar libremente. A la frecuencia más baja w_1 se le denomina frecuencia fundamental y tiene asociado un periodo fundamental de valor $T_1 = \frac{2\pi}{w}$

Cada autovalor w_i^2 lleva asociado a un autovector $\{x_i\}$ denominado modo de vibración, que indica la forma de la deformada que adquiere el sistema vibrado con la correspondiente frecuencia natural.

Dado que la expresión anterior designa a un sistema de ecuaciones homogéneas con determinante nulo, sólo es posible determinar $n-1$ soluciones de X_i en función de una de ellas, Es decir se puede determinar la forma con que vibra un sistema libremente pero no su amplitud. Por ello, resulta habitual normalizar estos modos, asignando un valor unidad a su primera componente,

$$\begin{aligned} X_i &= \{X_1, X_2, \dots, X_n\} \\ \phi_i &= \{\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n\} \end{aligned}$$

Lo normal es que las estructuras posean cierto amortiguamiento, es decir, que el proceso causante de un movimiento vibratorio disminuya con el tiempo. Las razones de esta disminución de la vibración es diverso: por rozamiento, por histéresis del propio material, etc. Así ahora un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, cuya ecuación del movimiento es:

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + K x(t) = 0$$

La solución de esta ecuación es de la forma:

$$x(t) = e^{\frac{c}{2m}t} \{A_1 e^{r_1 t} + A_2 e^{r_2 t}\}$$

$$r1 = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2}} - \frac{k}{m} = -r2$$

Cuando la raíz de la expresión es real, el sistema está sobreamortiguado y tiende exponencialmente a la posición de equilibrio sin oscilar. Si la raíz se anula, el sistema tiende a la posición de equilibrio en el menor tiempo posible. En este caso se dice que el sistema está críticamente amortiguado, para un valor crítico de la constante de amortiguamiento (C_{cr}),

$$\frac{C_{cr}}{4m^2} = \frac{k}{m} \rightarrow C_{cr} = \sqrt{4Km} = 2mw$$

En estructuras de edificación suele suceder que las raíces son complejas y, en ese caso, el sistema vibra con amplitud decreciente hacia su posición de equilibrio. En este caso:

$$x(t) = e^{-\frac{c}{2m}t} \{A1 \cos wd t + A2 \operatorname{sen} wd t\}$$

$$wd = \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} = w \sqrt{1 - \gamma^2}$$

donde wd = frecuencia de vibración amortiguada.

En edificación el factor de amortiguamiento suele ser inferior a 0,1, lo que da lugar a que la frecuencia de vibración amortiguada (wd) y la frecuencia natural (wn) sean similares, y por tanto la frecuencia de oscilación libre del sistema no dependa del amortiguamiento.

En cualquier caso es difícil obtener el amortiguamiento en edificación y lo usual es que la normativa defina el ratio de amortiguamiento en relación al crítico:

$$C = \frac{c}{C_{cr}}$$

C se expresa en %.

Por último si se introduce una vibración forzada al sistema de un gdl, tal como una fuerza excitador a de tipo armónico, planteando la ecuación de equilibrio de fuerzas la ecuación del movimiento queda así,

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = F(t) = F_0 \sin \omega t$$

La solución de la ecuación es la suma de la ecuación homogénea y una solución particular de la completa, es decir:

$$x(t) = X_h(t) + X_p(t)$$

La respuesta permanente no desaparece hasta que la excitación exterior se detiene. En este sentido, se define el coeficiente de amplitud dinámica o factor dinámico de carga como la relación entre las respuestas dinámica y estática del sistema a una excitación de la misma amplitud.

3.5. ESTRUCTURAS COMPLEJAS. CÁLCULO MATRICIAL PARA ESTRUCTURAS DE “N” GRADOS DE LIBERTAD (GDL).

El estudio de las estructuras de 1 gdl, sirve como base para el análisis de edificios de varias plantas, ya que se introducen términos básicos propios de la dinámica de estructuras y ayudan a asociar los modelos idealizados con edificios reales, de manera que no se trabaja con conceptos abstractos. Hoy en día es habitual encontrar edificios en altura, cuya construcción ha sido posible gracias al desarrollo de la técnica constructiva y de las nuevas tendencias tecnológicas arquitectónicas y cuya necesidad viene determinada por el aumento de la población mundial que obliga a las ciudades a crecer verticalmente.

El aumento de grados de libertad de un edificio hace que el comportamiento ante acciones dinámicas, y por supuesto acciones sísmicas, sea más complicado de determinar y que, por

tanto, requiera cálculos más complejos que los utilizados para estructuras simples. Este comportamiento sólo puede describirse en términos de más de una coordenada de desplazamiento, es decir, el movimiento debe representarse mediante más de un gdl (un mayor número de gdl da lugar a una mejor aproximación del verdadero comportamiento dinámico).

También podemos tener diferentes tipos de fuerzas en cualquier punto: la carga exterior aplicada $f_i(t)$ y las fuerzas resultantes del movimiento (la fuerza inercial f_{Ii} , la de amortiguamiento f_{Di} y la elástica desarrollada por la rigidez f_{Si}). Cada uno de los diferentes grados de libertad se pueden describir como:

$$\begin{aligned} f_{I1} + f_{D1} + f_{S1} &= f_1(t) \\ f_{I2} + f_{D2} + f_{S2} &= f_2(t) \\ f_{I3} + f_{D3} + f_{S3} &= f_3(t) \\ &\vdots \\ f_{In} + f_{Dn} + f_{Sn} &= f_n(t) \end{aligned}$$

O bien, expresando los vectores de fuerza en notación matricial:

$$\mathbf{FI} + \mathbf{FD} + \mathbf{FS} = \mathbf{F}(t)$$

Donde se obtiene la ecuación de equilibrio de n gdl, equivalente a la de 1gdl. De aquí se deduce que un sistema con n gdl puede descomponerse en las mismas tres componentes que un sistema de 1 gdl: componente masa, componente amortiguamiento y componente rigidez.

Conviene expresar cada una de las fuerzas resistentes mediante un apropiado conjunto de coeficientes de influencia.

Considérese, por ejemplo, la componente de fuerza elástica desarrollada en el punto 1; ésta depende de las componentes de desplazamiento desarrolladas en cada uno de los puntos de la estructura:

$$f_{S1} = K_{11} X_1 + K_{12} X_2 + K_{13} X_3 + \dots + K_{1n} X_n$$

La fuerza elástica correspondiente al segundo grado de libertad X_2 :

$$f_{S2} = K_{21} X_1 + K_{22} X_2 + K_{23} X_3 + \dots + K_{2n} X_n$$

Y para cualquier punto:

$$f_{Sn} = K_{n1} X_1 + K_{n2} X_2 + K_{n3} X_3 + \dots + K_{nn} X_n$$

Por tanto, los K_{ij} se llaman coeficientes de influencia de rigidez, y se definen como la fuerza correspondiente en la coordenada i debida a un desplazamiento unitario de la coordenada j . En forma abreviada:

$$\mathbf{FS} = \mathbf{K X}$$

En forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} f_{S1} \\ \vdots \\ f_{Si} \\ \vdots \\ f_{Sn} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \dots & K_{1i} & \dots & K_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{i1} & K_{i2} & K_{i3} & \dots & K_{ii} & \dots & K_{in} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \dots & K_{ni} & \dots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ \vdots \\ X_i \\ \vdots \\ X_n \end{Bmatrix}$$

Donde la matriz de los coeficientes de rigidez \mathbf{K} se denomina matriz de rigidez de la estructura (para un conjunto concreto de coordenadas de desplazamiento, n grados de libertad) y \mathbf{X} es el vector desplazamiento que representa la deformación de la estructura. En las simplificaciones utilizadas en la edificación, la matriz rigidez \mathbf{K} es tridiagonal y tiene la siguiente forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 & k_2 & 0 & \dots & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \dots & 0 \\ 0 & -k_3 & \dots & \dots & 0 \\ 0 & \dots & -k_{n-1} & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & 0 & \dots & -k_n & k_n \end{bmatrix}$$

Las fuerzas inerciales también pueden expresarse de manera similar por medio de un conjunto de coeficientes de masa. Éstos representan la relación entre las aceleraciones de los grados de libertad y las fuerzas inerciales resultantes. De esta manera:

$$\begin{Bmatrix} f_{I1} \\ \vdots \\ f_{Ii} \\ \vdots \\ f_{In} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} & \dots & m_{1i} & \dots & m_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ m_{i1} & m_{i2} & m_{i3} & \dots & m_{ii} & \dots & m_{in} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ m_{n1} & m_{n2} & m_{n3} & \dots & m_{ni} & \dots & m_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \vdots \\ \ddot{x}_i \\ \vdots \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix}$$

Siendo \ddot{x}_i , la aceleración de la coordenada i y los coeficientes m_{ij} , los coeficientes de influencia de masa, que son fuerzas correspondientes a la coordenada i debida a una aceleración unitaria de la coordenada j . Expresándose:

$$\mathbf{F}_I = \mathbf{M} \ddot{\mathbf{X}}$$

Donde la matriz de los coeficientes \mathbf{M} es la matriz masa de la estructura y $\ddot{\mathbf{X}}$ es el vector aceleración, ambos definidos para un determinado número n de gdl.

En las ecuaciones de movimiento usualmente utilizadas en cálculo sísmico de edificación, la matriz masa \mathbf{M} suele ser diagonal. En el caso de que en el vector de desplazamientos $\mathbf{X}(t)$ se consideren giros, es necesario incluir en la matriz masa \mathbf{M} la inercia de rotación. La influencia de estos giros en la solución del problema es, por lo general, pequeña, siendo sustituidos dichos elementos por ceros, quedando:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 0 & m_{n-1} & 0 \\ 0 & \dots & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix}$$

Si se considera que existe un amortiguador viscoso de comportamiento lineal, entonces el amortiguamiento depende de la velocidad. Las fuerzas de amortiguamiento correspondientes a n grados de libertad pueden expresarse en términos de coeficientes de influencia de amortiguamiento. Por tanto, la totalidad de las fuerzas de amortiguamiento será:

$$\begin{Bmatrix} f_{D1} \\ \vdots \\ f_{Di} \\ \vdots \\ f_{Dn} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & \dots & c_{1i} & \dots & c_{1n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ c_{i1} & c_{i2} & c_{i3} & \dots & c_{ii} & \dots & c_{in} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ c_{n1} & c_{n2} & c_{n3} & \dots & c_{ni} & \dots & c_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \vdots \\ \dot{x}_i \\ \vdots \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix}$$

Donde \dot{x} , representa la variación de posición con el tiempo (velocidad) de la coordenada i y los coeficientes c_{ij} son los coeficientes de influencia de amortiguamiento definidos como la fuerza correspondiente a la coordenada i debida a una velocidad unitaria de la coordenada j . La expresión matricial puede expresarse como:

$$F D = C \dot{X}$$

Donde C es la matriz de amortiguamiento del sistema y \dot{X} es el vector velocidad. La matriz C en edificación, al igual que la matriz M , suele ser diagonal, de forma:

$$C = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & c_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & \dots & 0 & c_{n-1} & 0 \\ 0 & \dots & 0 & 0 & c_n \end{bmatrix}$$

Planteando el equilibrio, y esta vez sustituyendo en la ecuación las distintas formas matriciales de cada término, para considerar todos los grados de libertad:

$$M \ddot{X}(t) + C \dot{X}(t) + K X(t) = P(t)$$

Como ya comentamos, esta ecuación para n gdl es equivalente a la utilizada para sistemas de 1 gdl, donde el orden de la matriz se corresponde con el número de grados de libertad del sistema que quieran utilizarse para describir los desplazamientos de la estructura. Por lo tanto, esta ecuación matricial expresa las n ecuaciones de movimiento que servirán para definir la respuesta de una estructura con n gdl.

3.6. FACTORES ESTRUCTURALES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL.

Un terremoto es una vibración del suelo (un conjunto de fuerzas horizontales que se aplican sobre la rasante de un edificio). Este tiene una frecuencia y aceleración máxima características (figura 38). De hecho, todos los estudios de mapas de riesgo, estadísticos e históricos permiten la determinación de un valor de aceleración básica del suelo (a_b), representativo de la acción dinámica sísmica.

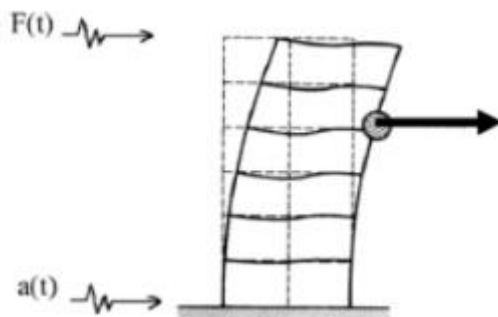


Figura 38. (www.xfma.files.wordpress.com/2013/02/eww.png)

ACELERACIÓN SÍSMICA DE CÁLCULO (a_c), Norma NCSE-02.

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$$

Donde:

S = coeficiente de amplificación del terreno
(función de C y a_b).

C = coeficiente del terreno

TIPO DE TERRENO	V_0 (m/s)	COEFICIENTE C
I	>750	1,0
II	$750 \geq V_s > 400$	1,3
III	$400 \geq V_s > 200$	1,6
IV	≤ 200	2,0

Vamos a obtener la aceleración sísmica de cálculo mediante el método simplificado que proporciona la norma NCSE-02.

Provincia	Murcia
Localidad	Lorca
ab/g (Anejo 1 NCSE-02 y NCSP-07)	0,12
K (Anejo 1 NCSE-02 y NCSP-07)	1
Construcción de importancia Normal o especial	Normal
Tipo de terreno (apart 2.4 NCSE-02 y 3.2 NCSP-07)	3
Ductilidad (μ)	2
Pórticos de hormigón (H) o de acero (A)	H

1. ACELERACIÓN DE CÁLCULO

$$p \cdot \frac{ab}{g} = 0,12 \text{ (según la Norma)}$$

$$C = 1,6$$

$$p = 1,0$$

$$S = 1,2614$$

$$\text{A través de estos datos, obtenemos } \frac{ac}{g} = \mathbf{0,15}$$

2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

$$Sk = \left(\frac{ac}{g} \right) \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \pi k$$

$$Fk = Pk \cdot Sk$$

$$\beta = 0,55$$

$$\pi k = 1,0$$

$$Tf = 0,09$$

$$Tb = 0,64$$

$$\alpha = 2,50$$

$$\alpha \beta \pi = 1,375$$

$$Sk = \mathbf{0,21}$$

Provincia	Murcia
Localidad	Lorca
ab/g (Anejo 1 NCSE-02 y NCSP-07)	0,12
K (Anejo 1 NCSE-02 y NCSP-07)	1
Construcción de importancia Normal o especial	Normal
Tipo de terreno (apart 2.4 NCSE-02 y 3.2 NCSP-07)	4
Ductilidad (μ)	2
Pórticos de hormigón (H) o de acero (A)	H

1. ACELERACIÓN DE CÁLCULO

$$p \cdot \frac{ab}{g} = 0,12 \text{ (según la Norma)}$$

$$C = 2,0$$

$$p = 1,0$$

$$S = 1,56$$

$$\text{A través de estos datos, obtenemos } \frac{ac}{g} = \mathbf{0,19}$$

2. MÉTODO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO

$$Sk = \left(\frac{ac}{g} \right) \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \pi k$$

$$Fk = Pk \cdot Sk$$

$$\beta = 0,55$$

$$\pi k = 1,0$$

$$Tf = 0,09$$

$$Tb = 0,8$$

$$\alpha = 2,50$$

$$\alpha \beta \pi = 1,375$$

$$Sk = 0,26$$

La vibración del suelo se transmitirá a toda la estructura a través de sus soportes (pilares y muros), y, como consecuencia de ella, las principales masas de la misma (los forjados), se moverán o desplazarán de forma relativa respecto al suelo (al que supondremos fijo). Es decir, suponemos que un sismo “genera” fuerzas horizontales en los forjados o pórticos de la estructura de magnitud determinada y, además, variables en el tiempo.

De una forma muy aproximativa, podría asimilarse cualquier estructura a un péndulo invertido, sometido a una vibración en la base. El péndulo describirá un movimiento oscilatorio que progresivamente se irá amortiguando hasta desaparecer, recuperando la posición de equilibrio inicial (obviamente cuando cesa la acción sísmica o de excitación). Se sabe que no todos los edificios responden del mismo modo ante una vibración en la base. De hecho, cada estructura posee una frecuencia propia o natural, determinada fundamentalmente por su rigidez y altura, a la que vibrará (oscilará) frente a cualquier excitación a la que se someta. En concreto, la relación entre la aceleración sísmica y los desplazamientos que experimentan las masas de la estructura, depende únicamente de esa **frecuencia propia** y del **amortiguamiento** de la estructura.

El objetivo inicial del diseño sismoresistente es

“cuantificar” o valorar esas fuerzas, y para ello se hace toda clase de simplificaciones, ya que resulta extremadamente complicado “calcular” su valor utilizando solo ecuaciones matemáticas. Además se observará que la “aceleración base” del terremoto puede variar en cada instante, y por tanto variará también la respuesta del edificio. De hecho, la frecuencia natural del edificio es más bien un concepto teórico y no una descripción exacta del comportamiento dinámico de la estructura y además, casi ninguna estructura puede simplificarse tanto como para suponerla equivalente a un péndulo invertido.

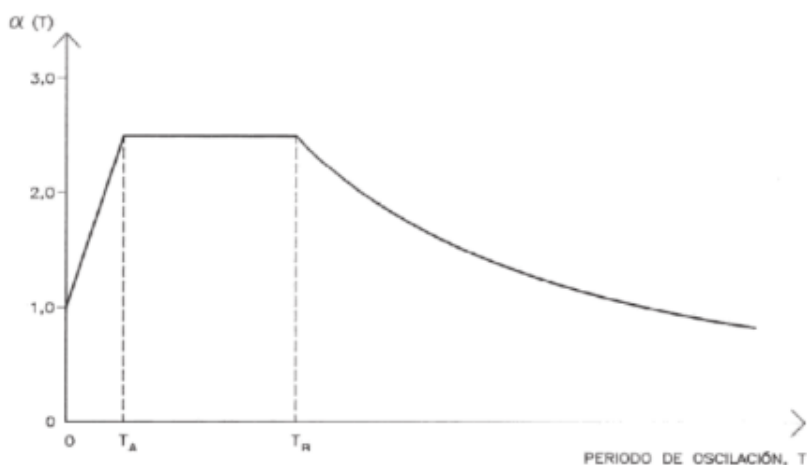


Figura 39. (www.xfma.files.wordpress.com/2013/02/sin-tc3adtulo.png)

Para el caso de la norma española NCSE-2002, y para periodos naturales desde $T=0,1$ seg a $T=0,4$ seg, la aceleración del edificio será 2,5 veces la del sismo de referencia. Es decir, un sismo de 1 m/s^2 de aceleración, inducirá una aceleración en ese tipo de edificios de $2,5 \text{ m/s}^2$. En otras palabras, el “efecto de un terremoto”, se “amplifica” por la estructura hasta casi 3 veces

el valor de las fuerzas sísmicas actuantes.

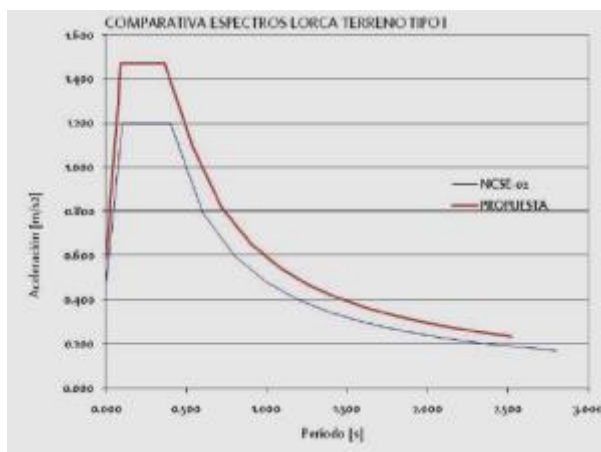


Figura 40. (/www.xfma.files.wordpress.com/2013/02/sin-tc3adtulo2.png)

Como podemos observar, las estructuras de menor periodo natural (estructuras muy rígidas), apenas modifican el valor de aceleración sísmica (no existe amplificación de fuerzas), y que las estructuras menos rígidas, reducen también el efecto amplificadorio. Desafortunadamente, la mayor parte de estructuras se sitúan justamente en el rango de máxima amplificación..

Los espectros normalizados de respuesta, por lo general, presentan pequeñas diferencias entre países y son el resultado del estudio de numerosos acelerogramas.

a) Masa, rigidez y amortiguamiento en estructuras.

Cada miembro estructural (muros, pilares, vigas, etc.) de la estructura real contribuye en las propiedades inerciales (masa), elásticas (rigidez o elasticidad) y de disipación de energía (amortiguamiento) de la misma. En un sistema idealizado, cada una de estas propiedades está concentrada en tres partes separadas: componente de masa, componente de

rigidez y componente de amortiguamiento.

Para modificar las frecuencias naturales de la estructura se pueden alterar las matrices M o K , resolviendo el problema de valores y vectores propios en la ecuación 5 se determinan las frecuencias y modos de vibración naturales de la estructura. La ecuación característica tiene N raíces reales positivas, que corresponden al cuadrado de las frecuencias naturales del sistema.

$$[k - w^2 M]\phi = 0$$

Variar la masa de la estructura no es sencillo por efectos de costo y por el peso intrínseco de los materiales utilizados en construcción. De otra parte, aumentarla para flexibilizar la estructura de tal manera que su periodo natural sea tal que la respuesta a un movimiento en la base sea casi nula, conlleva problemas de resistencia en los elementos estructurales. En estructuras muy flexibles, como rascacielos y puentes colgantes, la excitación sísmica no prima en el diseño estructural, siendo más grave el efecto del viento. Es por estas razones que en control estructural no se busca alterar la masa para disminuir la respuesta, además, este parámetro en estructuras civiles tiene gran incertidumbre y varía continuamente.

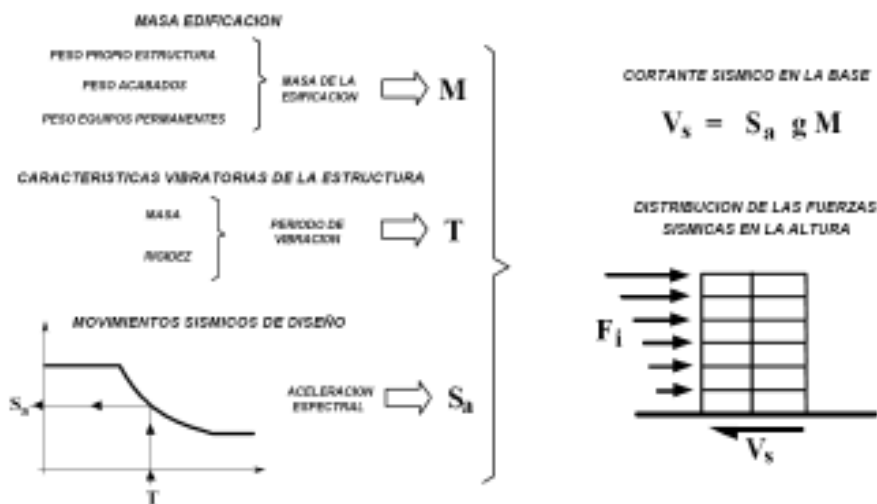


Figura 41. Obtención de la fuerza sísmica en edificios. Método FHE. (Tomado de [11])
(www.google.es/search?hl=es&site=imghp&tbm)

Modificar la rigidez es mucho más fácil. En la práctica actual es lo que se hace cuando se obliga a una estructura a cumplir con los límites establecidos para las derivas, es decir, dotar a la edificación de una rigidez tal que cumpla con unos desplazamientos límites. Si se compara la cortante sísmica antes y después de reforzar la estructura, es posible darse cuenta de que al cumplir con el criterio de rigidez se está sometiendo a la estructura a mayor fuerza sísmica. Al reforzar la estructura usualmente el periodo natural disminuye, haciendo generalmente que la aceleración espectral S_a aumente, generando mayor cortante basal V_s para una misma masa.

El control estructural no busca rigidizar la edificación, de otro modo, al colocar elementos de rigidez variable que modifican el periodo natural de vibración (generalmente sólo

para los primeros modos) se aleja la estructura de entrar en condición de resonancia.

La construcción de edificaciones muy flexibles, como rascacielos y puentes de grandes luces, hizo necesario considerar el incremento en el amortiguamiento efectivo de la estructura, compuesto principalmente por cuatro fuentes: estructural, aerodinámico, del suelo y auxiliar; para la reducción de la respuesta.

El amortiguamiento estructural está limitado por la capacidad de disipación de energía de los materiales, generalmente hormigón y acero. En estructuras flexibles, como rascacielos y puentes colgantes, el amortiguamiento aerodinámico puede contribuir a disipar energía dependiendo de la forma estructural y de la velocidad y dirección del viento. El amortiguamiento generado por la interacción suelo-estructura tiene una limitada contribución. Además, el amortiguamiento total no puede ser medido con precisión en una estructura hasta que esté completamente terminada, resultando un nivel de incertidumbre alto. En casos en que el amortiguamiento inherente es insuficiente, es posible añadir amortiguamiento auxiliar al sistema, ofreciendo un mecanismo adaptable más confiable para la disipación de la energía.

LA DUCTILIDAD: Este es el único parámetro realmente “manejable” y de gran influencia en el cálculo sísmico.

La ductilidad (figura 42) es un coeficiente que representa la capacidad de una estructura para “absorber” energía sísmica en el rango plástico.

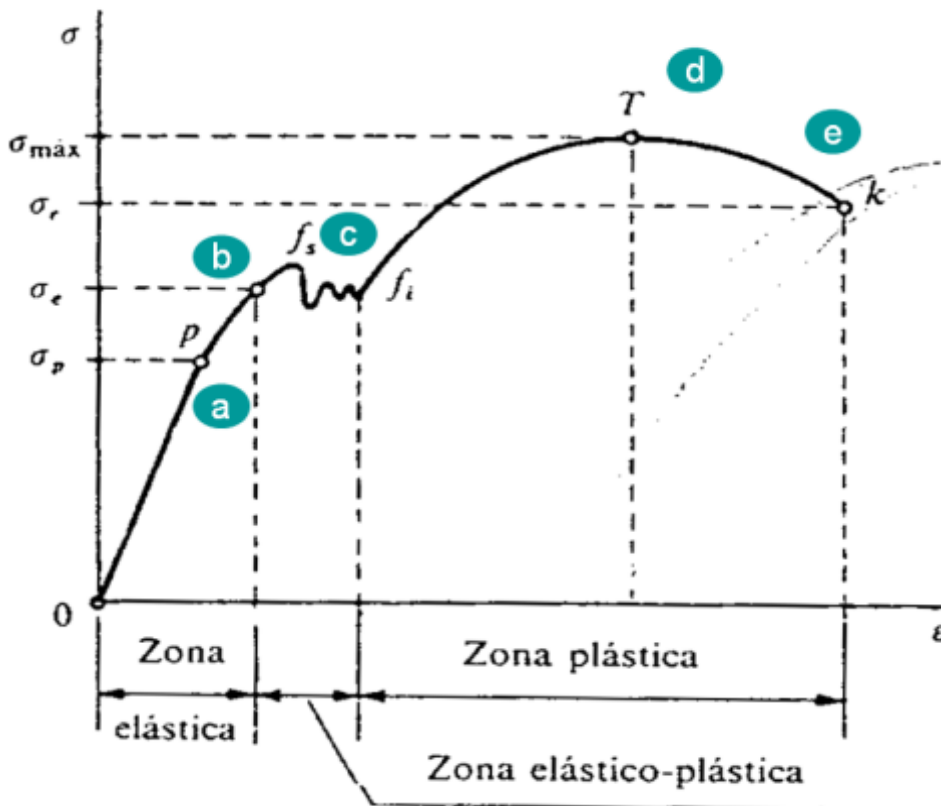


Figura 42. (www.xfma.files.wordpress.com/2013/02/diagrama-esfuerzo-deformacion-unitaria.png)

Puede adoptar valores $\mu=1$ (sin ductilidad), hasta $\mu=4$ (muy dúctil).

3.6. ANÁLISIS MODAL.

En realidad, las estructuras son tridimensionales y pueden desplazarse o deformarse en las 3 direcciones del espacio (grados de libertad), además de poder girar respecto a sí mismas con varios ejes de rotación diferentes. Por tanto, el problema de análisis estático tiene que formularse con 3 gdl (desplazamiento horizontal y dos rotaciones) para determinar la rigidez del sistema.

Como ya hemos dicho anteriormente, el movimiento de un edificio ante la acción de un sismo es semejante al movimiento de un péndulo invertido. En este movimiento la masa no tiene una velocidad uniforme. Al pasar por el centro, es más rápida y va disminuyendo hasta llegar a uno de los extremos del recorrido, donde la masa se detiene totalmente para iniciar su retorno. La proyección horizontal del movimiento de un punto se puede representar como la que tendría en el diámetro de un círculo un punto que lo recorriera con velocidad uniforme. En ese diámetro la velocidad es mayor al pasar por el centro y se anula al llegar a los extremos.

El desarrollo de una circunferencia es igual a $2 \pi r$ y cualquiera sea su tamaño siempre vale 6,28 radianes. Por ejemplo, si un punto que recorre la circunferencia lo hace en 5 segundos, recorre en ese tiempo 6,28 radianes, entonces decimos que su velocidad angular ω es:

$$6,28/5 = 1,26 \text{ rad/seg (radianes por segundo)}$$

El periodo correspondiente del edificio será también de 5 segundos, y también podemos expresarlo por la velocidad angular, o sea, como 1,26 radianes por segundo.

Se dice que es una velocidad angular porque es la velocidad con que la masa recorre un determinado ángulo, independientemente del tamaño de la circunferencia y de la velocidad lineal que desarrolla al recorrerla. Lógicamente a mayor tamaño de la circunferencia recorrida corresponde mayor velocidad lineal. Un mayor recorrido lineal se corresponde, en el caso de las estructuras, a una mayor deformación.

En todos los casos la velocidad angular es:

$$\omega = 6.28 / T$$

En el caso de las estructuras las deformaciones a que nos referimos, son pequeñas y congruentes con la capacidad resistente del material, podemos admitir que una estructura con una masa en su extremo libre se deforma como se indica en el dibujo:

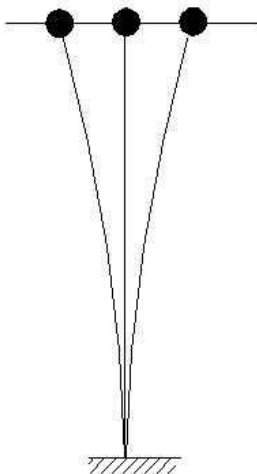


Figura 43.

Si se trata de una barra de varias masas, se deforma según la siguiente figura (44):

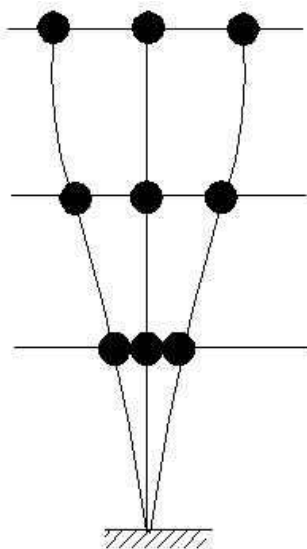


Figura 44.

Independientemente del número de masas, el periodo de vibración del edificio, que como se ha explicado, es el tiempo que dura su oscilación completa, mientras no se salga su estructura de los límites de la elasticidad, tendrá siempre la misma duración y corresponderá también a una misma velocidad angular.

A este periodo de oscilación se le llama periodo fundamental de vibración. La forma que tome la deformada de la construcción depende del peso de las masas y de la rigidez de los diferentes elementos resistentes que vinculan las masas entre sí.

Mientras las masas y las rigideces no varían, la deformada podrá alejarse más o menos de la posición de reposo, según el esfuerzo que se aplique, pero siempre conservará las mismas proporciones en sus diferentes deformaciones y naturalmente, también su mismo periodo.

Cuando más se deforme, más fuerza llevará cada masa al cruzar por el centro y, a la vez, la amplitud de la deformación dependerá de la fuerza o impacto que el terreno al moverse ejerza en la construcción.

La fuerza que cualquier masa produce al pasar por la posición de reposo, estará en proporción al valor de su masa M , al cuadrado de la velocidad angular ω^2 y al desplazamiento y que significa la distancia entre esa posición de reposo y la posición extrema de su recorrido.

$$F = M \cdot \omega^2 \cdot y$$

MODOS DE VIBRACIÓN.

El periodo de vibración con que se mueve la estructura tiene que corresponder al del terreno donde se encuentra, o sea, que deberá tener la misma duración.

Cuando la estructura se mueve de modo que todas sus masas pasan totalmente de un lado a otro de la posición de reposo, se llama primer modo o modo fundamental de vibración.

La magnitud de la deformación que alcanza la estructura en cada nivel, no depende de la fuerza que se aplique en la

base, o sea, la fuerza que produce el sismo. Si esta fuerza es mayor o menor, sucederá que las masas de los pisos se desplazarán más o menos y al cruzar la vertical de la posición de reposo, llevarán un impulso de mayor o menor intensidad.

Los desplazamientos de las masas son proporcionales entre sí.

Si el terreno se mueve con un periodo de tiempo más corto, independientemente de la fuerza con que lo haga, la estructura podrá deformarse de una segunda manera; cuando la fuerza es mayor; el desplazamiento será mayor. A este modo de moverse se le llama segundo modo de vibración (figura 45).

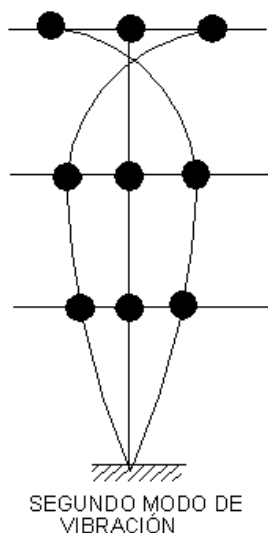


Figura 45.

Finalmente, si aún se reduce el periodo de tiempo del movimiento del terreno, la estructura puede llegar a moverse de una tercera manera, que es el tercer modo de vibración que es como se indica en la figura 46.

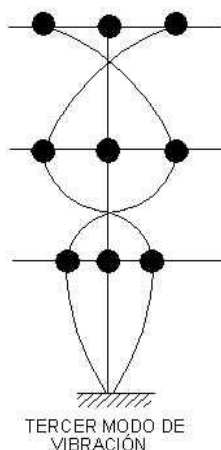


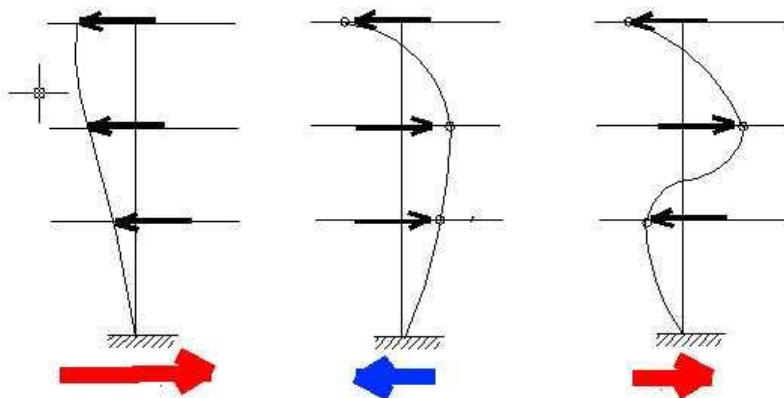
Figura 46.

En el caso de una estructura de tres pisos (o masas), existen tres modos distintos de vibración, si la estructura tuviera cuatro pisos, existirían cuatro modos de vibración y así sucesivamente. Para un edificio de quince pisos, considerando que tiene quince masas, podrá tener teóricamente 15 modos de vibración. Y si tenemos una estructura continua, como por ejemplo una chimenea de hormigón armado, que podemos dividir en tantas masas como queramos, puede tener un número infinito de modos de vibración.

Cuando el edificio vibra en el modo fundamental, todas las masas se desplazan a un mismo lado y sus fuerzas actúan en el mismo sentido, pero según los otros modos las fuerzas actúan en diferentes sentidos.

En cualquiera de los modos de vibrar, como sucede en el primer modo, según la intensidad de la fuerza que actúa en la base será la magnitud de los desplazamientos que sufre cada masa, pero los desplazamientos en cada modo conservarán su proporcionalidad.

En todos los casos para que exista equilibrio, la suma algebraica de las fuerzas que se verifican en las masas, tendrá que ser igual y de sentido contrario a la que el terreno impone a la base.



LA SUMA DE LAS FUERZAS EN LOS PISOS DEBE SER IGUAL A LA APLICADA EN LA BASE

El periodo que requiere la estructura para moverse de un modo determinado depende los valores de sus masas y de la flexibilidad de sus elementos sismorresistentes, de modo que durante un mismo temblor y con la misma vibración del terreno, una estructura puede vibrar de un modo y otra vibrar de otro modo.

En los modos que siguen al primero, es muy posible que algunas de las fuerzas que actúan en los distintos niveles, sean más intensas que la que se verifica en el terreno.

Pero lo más importante de este análisis, es que las fuerzas que se obtienen del mismo son las que necesitamos conocer para calcular la estructura.

3.7. ESPECTROS DE RESPUESTA.

El espectro de respuesta puede definirse como una gráfica que representa la respuesta máxima (en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración u otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada, en este caso la acción sísmica, en una estructura caracterizada como un oscilador de 1 gdl. En el eje de abscisas se representa el período propio o frecuencia propia de la estructura y en el eje de ordenadas la respuesta máxima calculada para un factor de amortiguamiento específico.

El concepto de espectro elástico de respuesta fue propuesto originalmente por Benioff (1934) y más tarde por Biot (1943). Se trata de una técnica que permite determinar las amplitudes máximas de respuesta de un peine de osciladores armónicos amortiguados de un grado de libertad a una determinada excitación, en este caso de origen sísmico.

El concepto de los espectros comenzó en 1920 gracias a una idea de Suyehiro, quien creó un instrumento de medición formado por 6 péndulos con diferentes períodos de vibración, con el objetivo de registrar la respuesta de los mismos antes un suceso sísmico. Años después, Hugo Benioff publicó un artículo en el que proponía un instrumento similar al de Suyehiro, destinado a medir el desplazamiento registrado por diferentes péndulos con los cuales podría determinarse el valor máximo de respuesta y construir una curva cuya área sería un parámetro indicador de la destructividad del terremoto. Finalmente, Maurice Biot en el Instituto Tecnológico de California fue quien propuso formalmente la idea del espectro de respuesta elástica.

Para explicar de forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta, considérense una serie de estructuras simples u osciladores de 1 gdl con distinto períodos de vibración T , y un mismo factor de amortiguamiento ξ (siguiente figura). Si se somete a todos estos osciladores a la

acción de un mismo terremoto (caracterizado por su registro de aceleraciones del terreno), cada uno de ellos se comportará de una manera distinta y mostrará una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $x(t)$. Una vez calculada la respuesta en el tiempo de los osciladores es posible extraer el valor máximo en valor absoluto (pues el signo carece de importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en una gráfica en función del período de vibración, para obtener así el espectro del respuesta. De esta manera, la respuesta máxima de cada oscilador con período T representa un punto del espectro (figura 47).

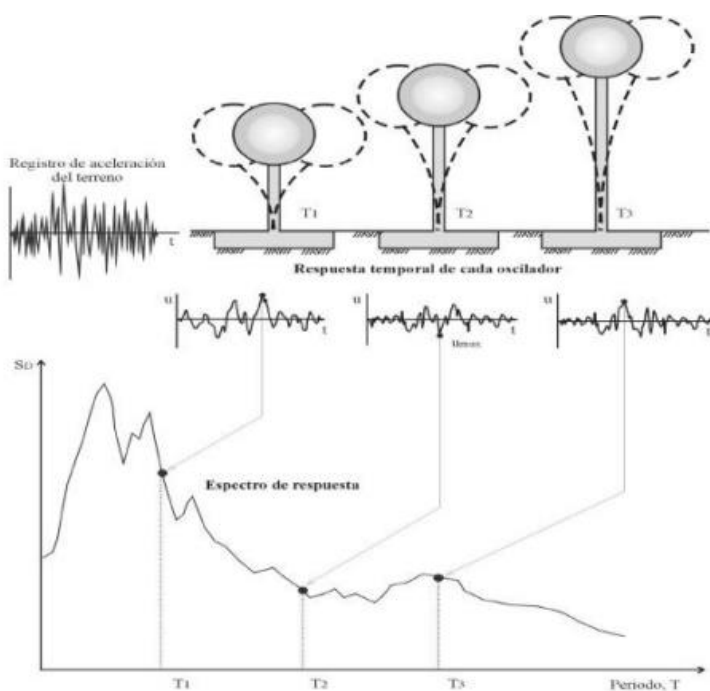


Figura 47. (<http://xfma.files.wordpress.com/2013/02/osc.png>)

Los espectros elásticos de respuesta son útiles para el cálculo sísmico de estructuras lineales, caracterizadas porque la fuerza actuante es directamente proporcional al desplazamiento relativo entre la base de la estructura y su coronación.

Este modelo no es muy real, ya que la fuerza no puede aumentar indefinidamente al aumentar el desplazamiento (x) sino que a partir de un cierto valor el material entra en fluencia y se pierde la proporcionalidad de deformaciones. Además, esto se ve agravado por la aparición del fenómeno de histéresis (fenómeno por el que el comportamiento mecánico de un material depende de su historia de cargas previa). Para tener en cuenta esto se utiliza un modelo no lineal de tipo elastoplástico, donde aparece un parámetro adicional al amortiguamiento que es el factor de ductilidad.

Además de los espectros se definen para todo acelerograma otras dos curvas espectrales, denominadas “pseudoespectros de velocidad relativa y aceleración absoluta”, a costa de suponer una respuesta cuasi-lineal del oscilador, que funciona entonces como un muelle elástico, facilitando así los cálculos.

El significado físico de los espectros puede visualizarse suponiendo una serie de edificios, representados por péndulos con diferentes periodos (T), representativos del modo fundamental de vibración de los edificios originales. Si se supone que parecen en la interfase de unión con el suelo trenes de ondas de esfuerzo cortante con velocidad de traslación V_s , y longitudes de onda tales que:

$$V_s = \frac{L_1}{T_1} = \frac{L_2}{T_2} = \dots = \frac{L_i}{T_i}$$

Y si el suelo se puede considerar como un vibrador con distintos periodos de vibración según las condiciones estratigráficas y de sus propiedades dinámicas, se puede obtener un período máximo de vibración o fundamental el cual puede ser excitado por la perturbación sísmica más fácilmente que los

armónicos más altos y puede producir una falla en el subsuelo cuando este es de baja resistencia.

Cuando el período fundamental del suelo T_{s1} se aproximadamente coincidente con alguno de los períodos de los péndulos representativos de los edificios, estos estarán en resonancia produciéndose en su centro de masa una modificación de la aceleración con respecto a la aceleración máxima de la superficie del suelo. La aceleración de la superficie del suelo será tomada únicamente por el péndulo de alta rigidez: $T_n=0$. Así los picos en el espectro de respuesta de pseudoaceleración serán representativos de las amplificaciones producidas cuando las longitudes de las ondas sean compatibles con la estratigrafía del subsuelo y, por lo tanto, se induzcan períodos cercanos a los períodos fundamentales de las estructuras.

En el período fundamental del subsuelo T_{s1} será el más importante de considerar ya que origina la respuesta máxima y consecuentemente la amplificación máxima para determinado amortiguamiento crítico, y por tanto, puede servir como base para formular un espectro práctico de diseño.

Así el significado del espectro es la descripción de la respuesta de estructuras idealizadas como un grado de libertad, sometidas a la acción de un movimiento sísmico conocido.

Por tanto, para la construcción de un espectro de respuesta tenemos que considerar una serie de estructuras simple u osciladores de 1 gdl con distintos períodos de vibración T , y un mismo factor de amortiguamiento ξ . Si se somete a todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (caracterizado por su registro de aceleraciones del terreno), cada uno de ellos se comportará de una manera distinta y mostrará una respuesta diferente, la cual puede representarse, por

ejemplo, a través de la historia de desplazamientos $x(t)$. Una vez calculada la respuesta en el tiempo de los osciladores es posible extraer el valor máximo en valor absoluto (pues el signo carece de importancia) de cada uno de ellos y volcarlos en una gráfica en función del período de vibración para obtener así el espectro de respuesta. De esta manera, la respuesta máxima de cada oscilador con período T representa un punto del espectro.

La importancia de los espectros en el diseño estructural es fundamental, ya que estas gráficas condensan la compleja respuesta dinámica de las estructuras en un único parámetro clave: los valores de respuesta máxima, que son de interés para el proyectista a la hora del cálculo. Estos también omiten información importante, ya que los efectos del terremoto sobre la estructura dependen también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos (agotamiento).

La realización de espectros requiere de numerosos cálculos, hay que resolver la ecuación de equilibrio dinámico para determinar la historia en el tiempo de desplazamientos, velocidades y aceleraciones para un gran número de estructuras con diferentes periodos de vibración, T , y factores de amortiguamiento ξ . Hoy en día esto no es un problema gracias a los numerosos programas informáticos que pueden realizar un espectro de respuesta en décimas de segundo.

TIPOS DE ESPECTRO DE RESPUESTA:

ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA (figura 48): representan parámetros de respuesta máxima para un determinado terremoto y normalmente usan varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan para estudiar las características del terremoto y su efecto en las estructuras.

ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICA: similares a los anteriores pero en este caso el oscilador tiene un comportamiento no lineal, es decir, la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por la acción sísmica. Estos son muy importantes en el diseño sismorresistente ya que la mayoría de las construcciones se proyectan para comportarse en el régimen plástico. Por ejemplo, los espectros de ductilidad (relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia o límite elástico).

ESPECTROS DE DISEÑO: debido a que las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto determinado en una zona dada, ya que el próximo suceso sísmico presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica no pueden utilizarse en el diseño sismorresistente. El diseño de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros suavizados (sin variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir, representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Este tipo de espectros se obtienen generalmente por procedimientos estadísticos.

Los espectros son una herramienta de gran utilidad para el diseño de construcciones de edificación sismorresistentes ya que el calculista puede estimar el valor máximo de respuesta estructural (en términos de aceleración) sin necesidad de evaluar la historia en el tiempo completa. Sin embargo, en el diseño de estructuras no pueden utilizarse los espectros de respuesta porque se obtienen para un terremoto dado. Las curvas espectrales destinada al diseño deberían considerar el efecto de varios terremotos, es decir, deben ser representativos de la sismicidad propia de cada región.

Se han desarrollado varios métodos estadísticos para la

obtención de espectros de diseño. El procedimiento más usual es considerar el valor promedio más la desviación estándar de los espectros de respuesta de varios terremotos representativos. Si los valores de los espectros de respuesta son similares, la desviación estándar es pequeña y la curva espectral es similar a la media. Si las diferencias son grandes, la desviación estándar es alta y la curva espectral puede llegar a superar el valor máximo. De modo que este procedimiento tienen en cuenta la mayor o menor dispersión de datos y conduce a resultados fiables.

A efectos de diseño, resulta conveniente suavizar las curvas espectrales con líneas envolventes para evitar los valles y las variaciones bruscas que surgen de las formas complejas que los espectros tienen debido al carácter dinámico e impredecible de los terremotos. Por esta razón los espectros de diseño definidos por los códigos está formados por líneas rectas y curvas que pueden expresarse mediante ecuaciones simples. Los espectros de diseño más utilizados son los de aceleración y suelen utilizar una rama lineal creciente, luego una zona constante o plafón, con un valor de unas veces superior a la máxima aceleración del terreno y el último tramo es una curva decreciente.

ESPECTROS DE CÁLCULO REDUCIDOS.

Los espectros de respuesta se modifican por el efecto de la ductilidad. Las normas actuales de diseño sismorresistente utilizan espectros elásticos de respuesta que pueden modificarse en función de la capacidad de la estructura para comportarse de forma dúctil, es decir, rebasando el límite elástico pero conservando su estabilidad. Este tipo de espectros se conocen con el nombre de espectros de diseño reducidos, y tienen una gran importancia en el diseño de estructuras debido a la cantidad de edificios proyectados actualmente con estructuras dúctiles (sobre todo en zonas de sismicidad elevada).

En zonas de sismicidad moderada, basta con proyectar en régimen elástico tanto para las comprobaciones de seguridad (ELU) como para las de servicio (ELS), sin necesidad de reducción del espectro por ductilidad. Cuando la aceleración de cálculo es importante, habrá que sopesar el ahorro derivado de la reducción de cargas por ductilidad y el aumento en el coste para asegurar el nivel de ductilidad previsto (armado, materiales, aumento de secciones, etc.).

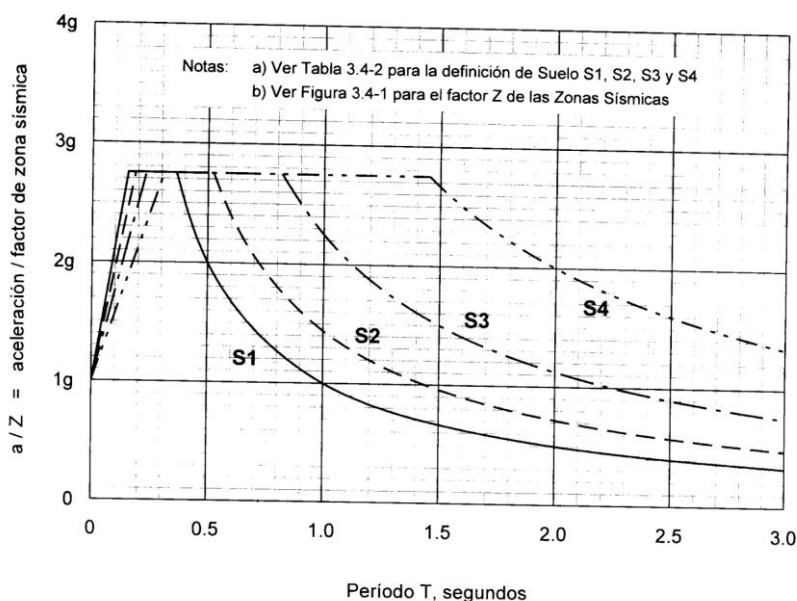


Figura 1.3.6-1 Espectros de respuesta elásticos

Figura 48. (<http://images.search.yahoo.com/images/view>)

Por tanto, podemos distinguir entre espectros de respuesta y espectros de diseño, los primeros se obtienen para un terremoto dado, mientras que los segundos se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad del lugar.

Ahora vamos a hablar de los factores que intervienen en la determinación de los espectros de respuesta. Como ya hemos dicho antes, las curvas espectrales dependen principalmente del período natural de vibración y del ratio de amortiguamiento considerado. Las características particulares del registro de la aceleración del terreno condicionarán los resultados. Son muchas las variables que pueden influir significativamente en la determinación de los registros de aceleración y por consecuencia sobre los espectros de respuesta. Entre las variables más importantes están los valores pico del movimiento del terreno (desplazamiento, velocidad y aceleración), el contenido de frecuencias del terremoto, la duración del movimiento con más intensidad, el mecanismo de origen del fenómeno sísmico, la magnitud, la profundidad hipocentral, la distancia al epicentro, el tipo de terreno de cimentación, etc.

Dentro de los factores determinantes para la determinación del espectro de respuesta es el tipo de suelo. Los estudios realizados con registros de aceleración tomados en distintos terremotos y en distintos lugares muestran que en estratos blandos puede producirse una amplificación del movimiento con respecto al medido en roca. Un ejemplo que puso de manifiesto este fenómeno de amplificación fue el acaecido con el terremoto Michoacán ($M=8,1$), Méjico, en 1985 (figura 49). Este terremoto ocasionó daños moderados en la zona epicentral mientras que en la Ciudad de Méjico, a más de 350 Km, fue realmente destructivo. La ciudad posee tres zonas claramente diferenciadas.



Figura 49. Terremoto Michoacán, Méjico (1985).

(<https://www.google.es/search?hl=en&site=>)

RESUMEN

El cálculo modal espectral o dinámico es el de uso más común y generalizado por las normas sismorresistentes. Este, intenta combinar estimaciones estadísticas-históricas, con la teoría de dinámica estructural. Todo el proceso se orienta a la obtención de un conjunto de fuerzas actuantes sobre los forjados o plantas de la edificación. Se trata de fuerzas de componente horizontal que se consideran aplicados en el centro de masas de cada forjado. Estos esfuerzos tendrán que ser resistidos por los pilares, vigas, etc... de la estructura, motivo por el que se introducen entre las hipótesis de cálculo habitual, y se dimensiona cada elemento resistente en correspondencia.

En general, el espectro normalizado de respuesta

demuestra que las estructuras tienden a “amplificar” la intensidad de las fuerzas sísmicas que las solicitan, (especialmente en un rango determinado de periodos fundamentales de la estructura). Pueden además “deformarse” de diferentes formas y “modos”, gracias a sus capacidades elásticas y de rigidez.

Un efecto secundario de “amplificación de esfuerzos” es el que se presenta en estructuras de planta irregular o con una distribución de rigideces asimétrica. Cuando esto ocurre, (centro de masas del forjado separado a cierta distancia del centro de rigidez), se generan momentos torsores, aparte los cortantes sísmicos antes descritos, que suponen solicitaciones adicionales para los elementos resistentes.

El desarrollo de los ordenadores ha posibilitado la simulación del “modelo de sismo” así descrito en cuestión de minutos, ofreciendo además resultados precisos en materia de esfuerzos y desplazamientos. El proyectista puede incluso observar visualmente cómo se deformará su estructura frente a los diferentes modos de vibración y prever cuál de las direcciones del edificio es más débil o “flexible”, adoptando las medidas que considere para corregir estos desequilibrios.

4. PELIGROSIDAD SÍSMICA Y VULNERABILIDAD EN EDIFICACIÓN.

PELIGROSIDAD SÍSMICA

Como la predicción de sismos y la determinación de la información que los definen son muy complicadas, se establece el concepto de peligrosidad sísmica, se define como la probabilidad de que se exceda un cierto valor de intensidad sísmica en un emplazamiento determinado y durante un intervalo de tiempo concreto.

La peligrosidad sísmica se estima a menudo en función de los parámetros inherentes al movimiento del terreno: desplazamiento, velocidad y aceleración. También puede darse en términos de intensidad sísmica, la cual está relacionada con la destructividad del terremoto. Podemos diferenciar dos métodos de estimación de la peligrosidad sísmica:

DETERMINISTA (figura 50): Supone que los terremotos son estacionarios y que los futuros sismos se comportarán de manera análoga a como lo hicieron en el pasado. Estos conducen a la estimación de los límites superiores del movimiento, expresados en los valores máximos del parámetro empleado en su definición. Por ejemplo: Existe una intensidad esperada en el emplazamiento de VIII, que se interpreta como la máxima intensidad que se debe sentir en el citado emplazamiento consecuencia de cualquier terremoto en la zona circundante.

En líneas generales, el proceso de cálculo con este método se realiza en los siguientes pasos:

1.- Definición del área de influencia en el emplazamiento e identificación de las fuentes sísmicas o estructuras de fallas englobadas en ellas. Si la sismicidad se puede considerar homogénea en todo el área, se define una única fuente sísmica de influencia global, y el método entonces se denomina no zonificado. Si se identifican zonas con potencial sísmico diferente, se entiende que el método es zonificado.

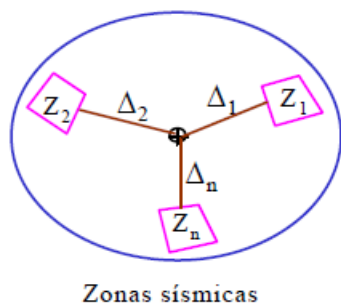
2.- Estimación de los máximos terremotos ocurridos en el área de influencia o en cada una de las zonas fuente. Determinación, si ha lugar, de los sismos característicos y definición del máximo sismo potencial que se puede generar, previsiblemente, en cada zona o estructura delimitada.

3.- Estimación de la acción sísmica en el emplazamiento, causada por los máximos sismos potenciales de cada zona o de toda el área. Por la hipótesis asumida de que la sismicidad es aleatoria en cada zona, el sismo máximo podría tener lugar en cualquier parte de la misma. Por ello, siguiendo un criterio conservador, dicho sismo se sitúa en el punto de la zona más cercano al lugar donde se realiza la predicción. La aplicación de leyes de atenuación con la distancia proporciona entonces valores de la intensidad del movimiento en el emplazamiento, como consecuencia de la actividad de cada zona definida.

4.-Determinación de la peligrosidad en el emplazamiento, tomando el máximo valor de intensidad del movimiento generado por las diferentes zonas, con lo que la peligrosidad queda caracterizada por el límite superior del movimiento en el punto.

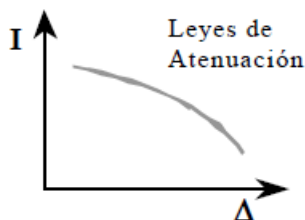
Estos métodos presentan la ventaja de sencillez en su aplicación, pero tienen como inconvenientes el desconocimiento de la probabilidad asociada a ese máximo movimiento, así como la caracterización de las fuentes únicamente por el mayor terremoto, sin intervenir su ley de recurrencia.

MÉTODO DETERMINISTA



Actividad de zonas fuente

zona	I_{\max}	
Z_1	I_1	→ Máximas creíbles de cada zona
Z_2	I_2	
\vdots	\vdots	
\vdots	\vdots	
Z_n	I_n	



Actividad en el emplazamiento

Peligrosidad
Máxima I_{Si}

PGA



Δ	I_S
Δ_1	I_{S1}
Δ_2	I_{S2}
\vdots	\vdots
Δ_n	I_{Sn}

Δ_1 ---- Distancia mínima de cada zona al emplazamiento.

I_S ---- Intensidad sentida por la actividad de cada zona

Figura 50. Esquema método determinista.

PROBABILISTA (figura 51): Deduce las relaciones de recurrencia de fenómenos sísmicos de una zona a partir de la información existente en la misma, es decir, del historial de respuestas. Se obtienen así funciones de probabilidad de los parámetros buscados. Estas funciones asocian a cada valor del parámetro una probabilidad anual de excedencia, o un período de retorno, que se define como la función inversa de esa probabilidad. Por ejemplo: Hay una intensidad VIII en un emplazamiento con una probabilidad de ser superada del 0,002; o bien una intensidad VIII con un período de retorno de 50 años. El período de retorno indica el período en años en el que se espera que la intensidad del movimiento sísmico alcance el nivel de referencia, en este caso VIII, con una probabilidad del 64%.

A diferencia de los métodos deterministas, los probabilistas consideran los efectos de todos los terremotos que pueden afectar a un emplazamiento dado, y tienen en cuenta las leyes de recurrencia de los mismos. Dan como resultado estimaciones de la probabilidad de excedencia para cada valor de la intensidad del movimiento esperado en el emplazamiento, durante un periodo de tiempo dado, quedando así representada la peligrosidad por curvas de probabilidad.

MÉTODO PROBABILISTA

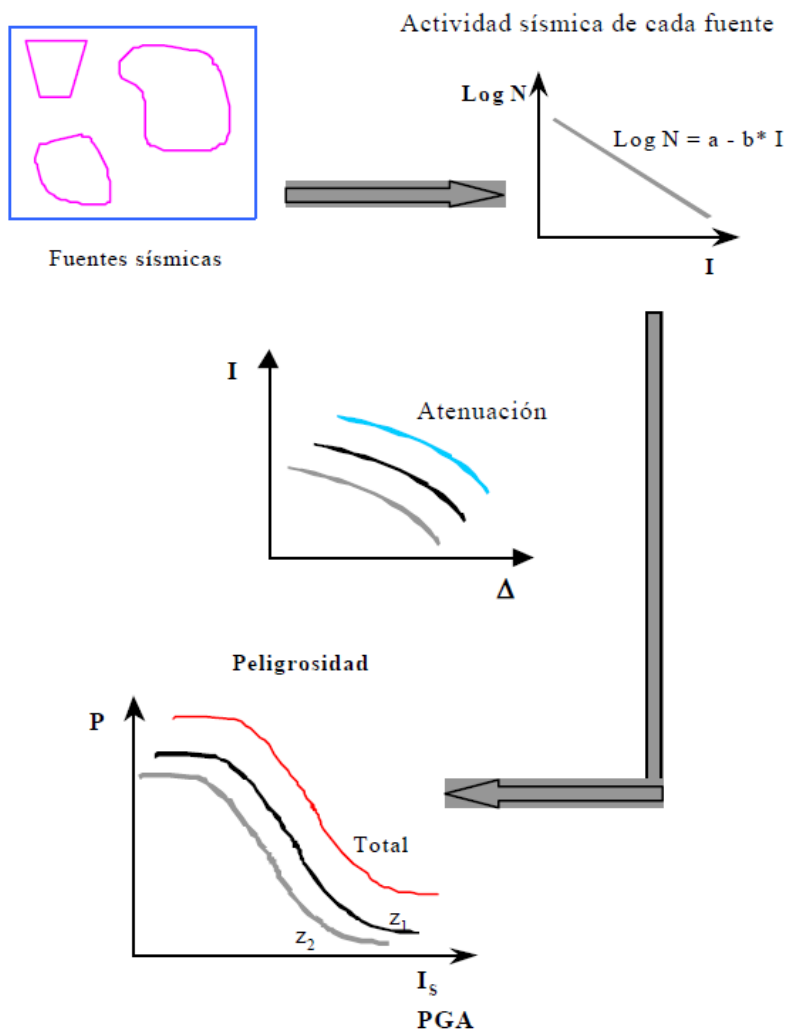


Figura 51. Esquema método probabilista.

A su vez, estos métodos se clasifican en paramétricos y no paramétricos, existiendo también diferentes versiones dependiendo de la distribución estadística adoptada para caracterizar la sismicidad.

MÉTODOS NO PARAMÉTRICOS: Evalúan la peligrosidad mediante funciones de distribución de valores extremos. Las más utilizadas son distribuciones de Gumbel (1958) a las que se ajustan los valores x del parámetro de movimiento elegido, fijando además valores extremos x_e de dicho parámetro. La metodología a seguir consta de los siguientes pasos:

1.- Determinación del área de influencia alrededor del emplazamiento donde se efectúa la predicción.

2.- Cálculo de valores del parámetro del movimiento x en el emplazamiento, aplicando leyes de atenuación a los valores de dicho parámetro que reflejan la sismicidad del área durante el periodo de tiempo considerado.

3.- Ajuste a una cierta distribución de valores extremos, de la variable aleatoria definida con los valores del parámetro estimado, y estimación de los coeficientes de dicha distribución.

4.- Estimación de la probabilidad de excedencia de un cierto valor extremo fijado, x_e , durante un tiempo de exposición t ; representando así la peligrosidad.

MÉTODOS PARAMÉTRICOS: El fundamento matemático de estos métodos fue desarrollado inicialmente por Cornell (1968), y se basa esencialmente en la adopción de un modelo de zonas sismogénicas con las que se realiza una compartimentación del área de influencia, y en el ajuste de la sismicidad de cada zona a un modelo de recurrencia; sumando posteriormente la contribución de todas las fuentes para obtener la función de probabilidad que representa la peligrosidad en el emplazamiento. Las fases a seguir con esta metodología son las siguientes:

1.- Definición de zonas sismogénicas en el área de influencia, con criterios análogos a los mantenidos en el método determinista zonificado.

2.- Definición de un modelo de recurrencia en cada fuente sismogénica. Se admite que la sismicidad se distribuye aleatoriamente y se ajusta a la ley de Gutenberg-Richter (truncada con un valor de M_{max} o I_{max}), de manera que los parámetros de dicha ley: a (relacionado con la tasa anual) y b (pendiente de la relación) resulten característicos del modelo. Además para cada zona se definen intensidades o magnitudes máximas y mínimas, que establecen los límites de validez del modelo.

3.- Estimación de leyes de atenuación con la distancia aplicables a las diferentes zonas, en términos del parámetro empleado para evaluar la peligrosidad (generalmente I ó PGA). La aplicación de estas leyes sobre la sismicidad de cada zona, representada por su ley de recurrencia, permite obtener la acción de las mismas sobre el emplazamiento en cuestión.

4.- Estimación de la peligrosidad total, sumando las probabilidades obtenidas por acción de todas las zonas que influyen en el emplazamiento.

Los resultados obtenidos dependerán del método escogido, así como de la extensión del estudio y la cantidad de datos disponibles (en España, por ejemplo, sólo existen datos de sismos de los últimos 400 años). Pero lo cierto es que la predicción del sismo no debe hacerse de una manera mecánica, pues se trata de un problema muy complejo que depende de más parámetros. Por este motivo se hace necesaria la simplificación del problema. La estimación del movimiento del terreno en un emplazamiento requiere tener en cuenta los tres factores que intervienen:

- Radiación generada en el foco: Es necesario definir la extensión de la zona cuya sismicidad puede afectar a un

emplazamiento dado. La mayoría de normativas establecen como área de influencia un círculo de radio 300 Km en torno al punto a estudiar, aunque a veces hay excepciones como en el Sudoeste de la Península Ibérica, donde debido a su baja atenuación, los terremotos originados en esa zona han sido determinantes en la peligrosidad a distancias superiores a los 400 Km. Tras definir el área de influencia, hay que recopilar la información sísmica sobre los epicentro situados en ella: catálogos instrumentales y macrosísmicos, documentos de sismicidad histórica y mapas de isosistas básicamente.

- Propagación a través del medio: Se a borda determinando la atenuación sísmica regional. Por ello la estimación de la atenuación requiere el conocimiento detallado de la estructura del terreno que separa la fuente del emplazamiento donde se predice el movimiento; algo que por razones obvias no es factible. Por lo que el problema se suele resolver de dos maneras en la práctica; la primera mediante modelos que representan la disipación de energía en función de los parámetros influyentes, y la segunda a través de la formulación de leyes empíricas que relacionen el parámetro representativo del movimiento en un punto con la distancia epicentral o hipocentral.

La relación entre la atenuación sísmica y la estructura del medio (terreno) en el que se propagan las ondas sísmicas es fundamental en cualquier estudio de peligrosidad sísmica enfocado a minimizar los daños humanos y materiales que pudiera ocasionar un posible sismo. Por ejemplo: Se ha podido apreciar en distintas zonas de actividad sísmica baja aumenta la incertidumbre con respecto a la atenuación, y las atenuaciones son muy diferentes en regiones de alta sismicidad. Una de las posibles explicaciones a las posibles diferencias es que las ondas sísmicas se propagan mejor en zonas de baja sismicidad donde no hay fracturación del terreno por frecuentes e intensos terremotos.

- Efecto local del suelo del emplazamiento: Si se tuviesen en cuenta solamente los dos parámetros anteriores para la predicción, el movimiento quedaría caracterizado para roca o suelo duro debido al carácter elástico de las ondas sísmicas. Pero cuando el movimiento se produce en otro tipo de emplazamientos, como en suelos con espesor variable de sedimentos o con ciertas irregularidades topográficas hay que tener en cuenta las consideraciones de la geología superficial y de la topografía de la zona local. Ha quedado demostrado mediante registros que el efecto local es altamente significativo, ya que ha llegado a multiplicar por 5 la aceleración tipo respecto a la registrada en roca, y también a aumentar un terremoto 3 grados en la intensidad sísmica.

Se ha comprobado que la amplificación local del suelo no afecta igual a las diferentes amplitudes del movimiento, ya que se han encontrado factores de amplificación variables para las distintas frecuencias. Los suelos blandos presentan una baja frecuencia propia y tienden a amplificar más las frecuencias de este orden, filtrando en cambio las frecuencias altas del movimiento. Por ello, los factores de amplificación de estos suelo son mayores para aceleraciones espectrales de baja frecuencia o para el desplazamiento y la velocidad pico, de menos contenido frecuencial que la aceleración pico. Por ejemplo: Para movimientos fuertes del suelo, una vibración de aceleración 0,2g a una frecuencia de 2 Hz corresponde a un desplazamiento máximo de 1,2 cm y que por ejemplo, una vibración de aceleración 0,5g a 1 Hz produciría un desplazamiento de 12cm; en cambio, n altas frecuencias, estos valores correspondería a desplazamientos muy pequeños.

EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

Los estudios de riesgo sísmico aumentaron considerablemente desde los años 80. El riesgo sísmico se enmarca dentro de los siguientes conceptos:

- La peligrosidad sísmica: representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de un área dada, de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

- La vulnerabilidad sísmica, que como ya hemos definido anteriormente, se refiere al grado de daño debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico del terreno de una intensidad determinada.

- El riesgo sísmico específico: representa la probabilidad de que una estructura o grupo de estructuras en riesgo, sufran uno o varios grados de daños durante un tiempo de exposición dado.

- El riesgo sísmico: grado esperado de pérdidas sufridas por una estructura o un grupo de estructuras en riesgo, durante el período de exposición considerado.

El riesgo específico depende tanto de la vulnerabilidad de la estructura en riesgo, como de la peligrosidad del lugar de emplazamiento. Sin embargo, el riesgo sísmico depende del riesgo específico y del coste o valor de la estructura o del elemento en riesgo.

$$S = H \times V$$

$$R = S \times E$$

S = riesgo específico.

H = peligrosidad sísmica.

V = vulnerabilidad.

R = riesgo sísmico.

E = valor de los elementos en riesgo.

El valor de los elementos en riesgo se calcula a través de los costes directos de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido del edificio, como también de los costes indirectos. Estos costes indirectos pueden ser, por un lado, sociales o psicológicos y por otro lado, de producción, ventas y de depreciación debidas a la interrupción del servicio de las estructuras y de las comunicaciones.

VULNERABILIDAD

A raíz del análisis de los pasados terremotos, hemos podido observar que dentro de la misma tipología estructural, hay edificios que experimentan un daño más severo que otros. Al grado de daño que sufre una estructura, ocasionado por un sismo de determinadas características se le denomina vulnerabilidad. Por esto decimos que hay edificios “más vulnerables” o “menos vulnerables”.

La vulnerabilidad frente a un sismo de determinadas características es una propiedad intrínseca de cada estructura y, por tanto, independiente de la peligrosidad del emplazamiento (figura 52). Esto quiere decir que una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica.

El daño que puede sufrir un edificio puede ser de dos tipos:

- Estructural: se produce en elementos que forman parte del sistema resistente. Este depende del comportamiento de los elementos del esquema resistente como, por ejemplo: vigas, pilares, muros de carga... y puede cuantificarse mediante un índice de daño local, asociado a cada elemento. Se puede definir el índice de daño global, de toda la estructura en

conjunto, a partir de las contribuciones ponderadas de los índices de daño local.

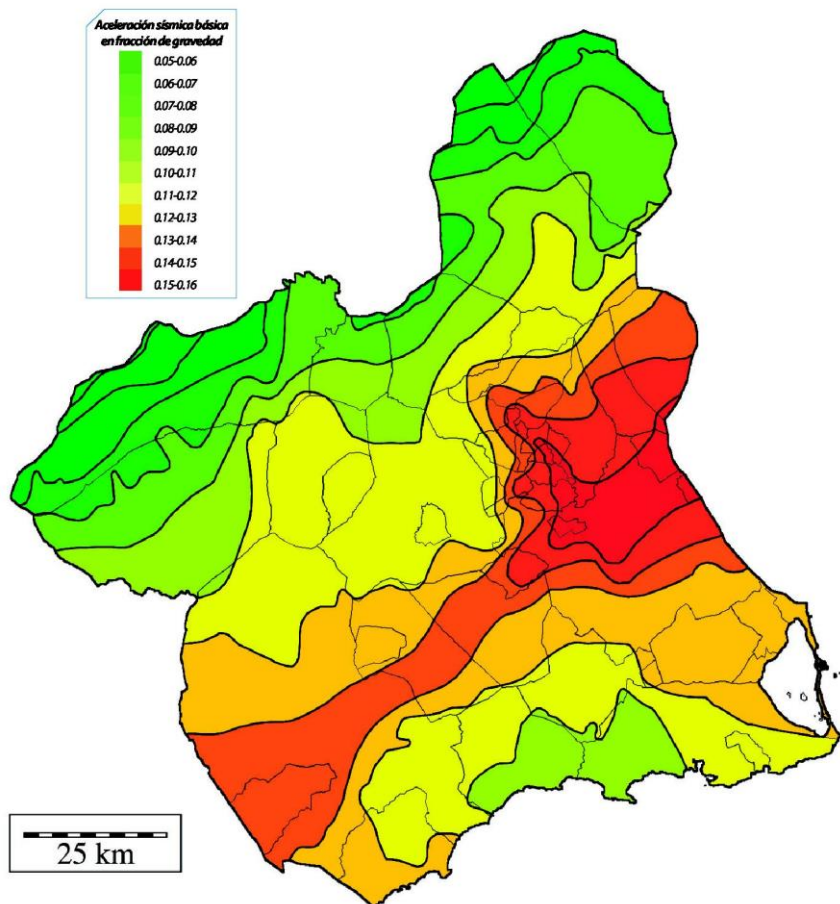


Figura 52. Mapa de peligrosidad sísmica de la Región de Murcia. (www.images.search.yahoo.com/images)

- No estructural: se produce en los elementos que no forman parte del sistema resistente principal. Este se evalúa en función de las deformaciones que sufra la estructura y, en ocasiones, a partir de la aceleración que experimente la misma.

Desde el punto de vista de los costes financieros, es necesario conocer un índice de daño económico global de la estructura:

Índice de daño económico = coste de reparación del daño/coste de reposición.

El índice de daño económico se debe relacionar con el índice de daño estructural. Este es un problema complicado, ya que dependerá tanto de la tipología estructural (en edificios de hormigón armado el problema es más complicado) como de los factores propios de cada país y de cada región.

La observación de los daños causados por sismos ha dado origen a las escalas de intensidad macrosísmica, tal como se conocen hoy en día. Podemos identificar dos tipos de vulnerabilidad:

- Vulnerabilidad observada: nace de la observación y está basada en métodos de carácter empírico o subjetivo.
- Vulnerabilidad calculada: se basa en la cuantificación del daño ocasionado por un sismo en una estructura mediante modelos matemáticos o mecánicos.

No existen metodologías estándar para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. El resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza globalmente la degradación que sufriría una estructura de una tipología dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características.

Este resultado puede expresarse mediante dos formas diferentes:

- Matrices de probabilidad de daño: expresan en forma discreta la probabilidad condicional $P [D = j/i]$ de obtener un nivel de daño igual a j , dado un sismo de tamaño i .

- Funciones de vulnerabilidad: son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el tamaño del sismo. Existen diferentes funciones de vulnerabilidad según la región donde se quieran hacer los estudios.

Tanto las matrices de probabilidad de daño como las funciones de vulnerabilidad, pueden realizarse, por una parte mediante levantamientos de daños producidos por sismos seguidos de estudios estadísticos (vulnerabilidad observada), o mediante la simulación de resultados basada en modelos matemáticos y mecánicos de estructuras (vulnerabilidad calculada). En estos procedimientos se emplea como medida del sismo una escala de intensidad macrosísmica (figura 53).

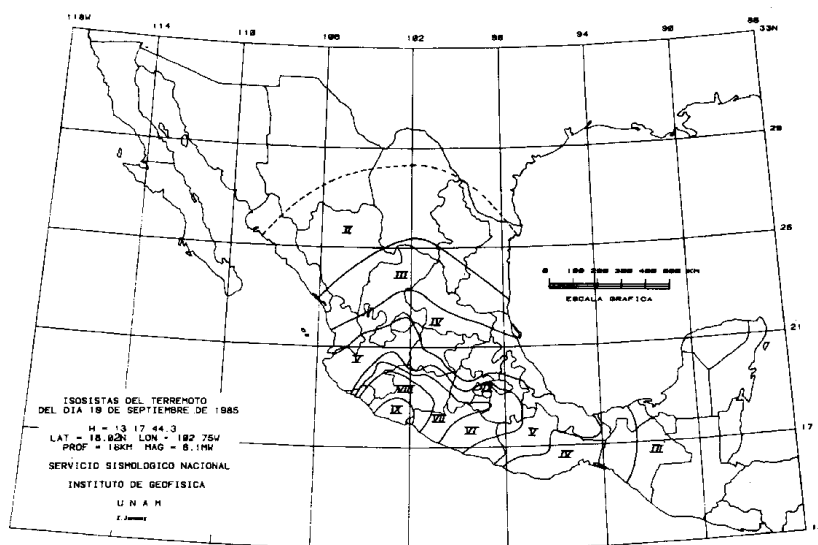


Figura 53. Intensidades observadas durante el sismo de 1985.
(www.images.search.yahoo.com/images/view)

A pesar del mayor conocimiento de factores que influyen en el comportamiento sísmico de las estructuras, actualmente hay mucha diferencia entre los desarrollos teóricos en el campo

de la ingeniería sísmica y los conceptos que se aplican a las normativas de diseño.

Las normativas de diseño sismorresistente hacen recomendaciones exhaustivas referentes a las cargas sísmicas, a los métodos simplificados de cálculo de estructuras y a los detalles que deben incorporarse, y en menor medida al diseño conceptual.

En los años 20-30, al no disponerse de medidas fiables de las características cinemáticas del movimiento sísmico del terreno y de conocimientos suficientes de la respuesta dinámica de las estructuras, las fuerzas sísmicas se evaluaban de forma simplificada. (Fuerzas estáticas horizontales del orden del 10% del peso total del edificio).

En los años 40-60, se realizaron estudios más rigurosos de la respuesta sísmica, el criterio de diseño que se utilizaba en las normativas de aquel tiempo, requería que no se superara la capacidad de resistencia de la estructura. Sin embargo, se comprobó que al diseñar la estructura utilizando estas normativas, no se aseguraba que su límite de resistencia en el campo lineal elástico no se supere con terremotos fuertes. Se observó que la falta de resistencia no llevaba al fallo de la estructura, ni siquiera a daños sísmicos severos.

Por tanto, las estructuras lograban sobrevivir a los terremotos si se conseguía mantener la degradación de su resistencia en ciertos límites durante la fase de deformación inelástica. Una vez observado que la resistencia excesiva no es esencial, ni siquiera deseable. El objetivo sismorresistente sufrió un cambio, en lugar de asegurar la resistencia de las estructuras a grandes fuerzas laterales, se tenía que evitar el efecto destructivo de dichas fuerzas sobre las estructuras. Como consecuencia de esto, empezó a utilizarse el cálculo no lineal de las estructuras, como una herramienta esencial en la evaluación del diseño sismorresistente.

Más tarde se llegó a la conclusión que el diseño sismorresistente debe orientarse a edificios con alta capacidad para deformarse en el campo inelástico, permitiendo que esta no linealidad se concentre en ciertas zonas preestablecidas de las estructuras.

En los 90, las bases del “Diseño por prestaciones”, a fin de evitar durante fuertes terremotos tanto la pérdida de vidas como pérdidas económicas.

Para poder evaluar el comportamiento y para poder tomar decisiones acerca del posible refuerzo, rehabilitación o demolición, debemos tener en cuenta el concepto de *vulnerabilidad sísmica*: grado de pérdida esperado en un terremoto o grupo de elementos como resultado de la ocurrencia de un terremoto. Esta también puede entenderse como un factor de riesgo interno de las estructuras, correspondiente a su predisposición intrínseca de ser susceptible a sufrir un daño durante terremotos.

Las normativas de diseño recomiendan el uso de sistemas estructurales que controlen el daño por su capacidad de disipar una parte importante de la energía inducida por el sismo, es decir, admiten que se puedan producir daños estructurales y no estructurales durante los terremotos fuertes. Por tanto, admiten cierto grado de vulnerabilidad sísmica en estructuras y cierto nivel de riesgo sísmico (probabilidad de que se produzca una pérdida en una estructura como consecuencia de un suceso con una severidad dada).

También hay que mencionar la gran influencia de la ductilidad estructural y el diseño conceptual en el comportamiento sísmico y su relación con el concepto de *vulnerabilidad sísmica*.

Tanto la ductilidad como la vulnerabilidad pueden fundamentarse en curvas de capacidad CARGA-DESPLAZAMIENTO obtenidas a partir de cálculos estáticos NO LINEALES de los mismos y están relacionados a su vez con el riesgo y la vulnerabilidad sísmica.

COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN EDIFICIOS DE H.A.

Las fuerzas de inercia debidas a terremotos fuertes generan en edificios de H.A.:

- Daños en PILARES: grietas diagonales causadas por el esfuerzo cortante/torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del hormigón, pandeo debido al exceso de flexión y compresión.
- Daños en VIGAS: grietas diagonales, rotura de estribos por cortante/torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal, aplastamiento del hormigón por la flexión.

Las conexiones entre elementos estructurales suelen ser los puntos más críticos.

- Uniones VIGA-PILAR: el cortante produce grietas diagonales y son habituales los fallos por insuficiente adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas como consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.
- Daños en LOSAS: se pueden producir grietas por punzonamiento alrededor de los pilares y grietas longitudinales a lo largo de la losa debido a la excesiva demanda de flexión que puede imponer el sismo.

Las irregularidades de rigidez y masa en altura, hacen que la absorción y disipación de energía durante el sismo se concentren en los pisos más flexibles, donde los elementos estructurales pueden verse sometidos a sollicitaciones excesivas. Las irregularidades de masa, rigidez y resistencia en planta, pueden originar vibraciones torsionales.

Los daños no estructurales pueden producir enormes

pérdidas. Estos se deben a la excesiva flexibilidad de la estructura, pudiendo generar en los elementos no estructurales deformaciones que superan su límite elástico aun cuando la propia estructura se encuentra en el rango elástico. También se pueden dar estos daños por la unión inadecuada entre muros divisorios, instalaciones y estructura. Por tanto, la vulnerabilidad mecánica de una edificación condiciona su vulnerabilidad funcional.

Durante sismos fuertes, las edificaciones tienen un comportamiento NO LINEAL, esto da lugar a grandes deformaciones de los elementos estructurales antes de que se produzca su rotura (comportamiento dúctil, figura 54), se evita una pérdida de resistencia y rigidez brusca. Si la estructura tuviera un comportamiento frágil, liberaría gran cantidad de energía, dando lugar a daños severos e incluso podría llegar al colapso del edificio.

Por esto, en el diseño sismorresistente se buscan soluciones que garanticen un equilibrio entre la rigidez, la resistencia y la ductilidad de la estructura.

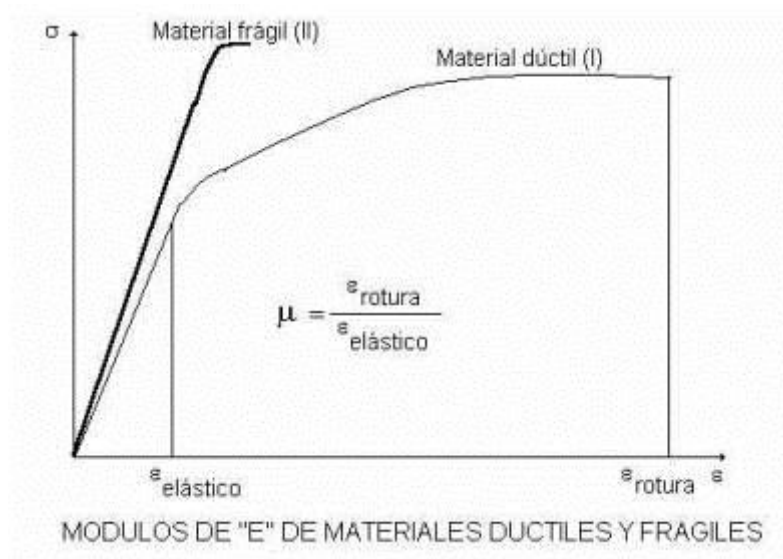


Figura 54.

El daño sísmico severo más frecuente se concentra en los pilares y se debe a los importantes momentos flectores combinados con grandes cortantes generados por los terremotos junto con los esfuerzos axiales.

En PILARES CORTOS (figura 56), el efecto del cortante es mucho mayor y su rotura se produce de una manera frágil. Cuando la armadura longitudinal comprimida es insuficientemente arriostrada, puede producirse un pandeo local de ésta.

Es importante evitar que la ubicación de las rótulas plásticas que se formen durante la acción de los terremotos den lugar a un mecanismo de colapso en los edificios. Por esto debemos incrementar la resistencia de la zona del pilar cercana al nudo, así se impide la aparición de las mismas. Esto se consigue mediante el confinamiento del hormigón.

También debemos EVITAR LA ROTURA DE LOS NUDOS, estos son de dimensión finita y están sometidos a la acción de fuerzas de compresión y tracción transmitidas por los elementos estructurales que concurren en ellos.

Otro tipo de daño muy frecuente se debe a la pérdida de anclaje de las barras (figura 55), tanto por el deterioro de adherencia bajo la acción sísmica como por la magnitud del esfuerzo cortante. En algunas zonas se siguen utilizando ARMADURAS LISAS, estas contribuyen a la ocurrencia de daños sísmicos muy severos en edificios por la insuficiente adherencia. Para evitar esto debemos utilizar barras corrugadas de alta adherencia e incrementar las longitudes de anclaje y solape.

En las zonas con una sismicidad moderada-baja, no existe una conciencia ni de la población ni institucional de la amenaza sísmica. Esto tiene como resultado la construcción de edificios utilizando sistemas constructivos no adecuados en

zonas sísmicas, aumentando la vulnerabilidad sísmica de la zona. Por ejemplo, los edificios con forjados reticulares no permiten un comportamiento sísmico dúctil, defectos de configuración estructural como: la presencia de pilares cortos, las conexiones débiles forjado-pilar.



Figura 55. Fallo en la armadura longitudinal y transversal del pilar corto.

LA DUTILIDAD Y LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SÍSMICO

En los cálculos dinámicos previstos en las normativas de diseño sismo-resistente se emplea el modelo simplificado de edificio de cortante que, es aplicable a la mayoría de las edificaciones utilizadas en la práctica y que proporciona resultados con una precisión satisfactoria.

Entre todos los factores utilizados para llegar a los coeficientes sísmicos destaca al que se considera para calcular el efecto de la DUCTILIDAD, esta se define como la capacidad de

una estructura de deformarse en el rango no lineal, sin pérdida significativa de resistencia. La importancia de este factor se debe a la relación entre ductilidad y el daño estructural con la deformación no lineal que sufre la estructura.



Figura 56. Apuntalamiento en pilar corto.

Las estructuras bien diseñadas y construidas deben ser capaces de absorber y disipar energía sufriendo un daño mínimo durante terremotos moderados y daños limitados en terremotos fuertes.

La ductilidad de los materiales se mide a través de la curva tensión-deformación.

La ductilidad de las secciones se evalúa a través del diagrama momento- curvatura.

La ductilidad de un edificio se determina a partir de la curva carga- desplazamiento.

La ductilidad estructural puede evaluarse mediante la relación entre la deformación última y la deformación de fluencia o mediante la relación entre la energía de deformación disipada hasta la rotura y la energía disipada hasta haber alcanzado el límite de fluencia.

Para conseguir estructuras con un comportamiento dúctil es necesario: predefinir las zonas de la estructura donde se admite que se produzcan rótulas plásticas y aumentar la resistencia de aquellas zonas en las que no se desea que éstas se produzcan. Este incremento de resistencia se consigue mediante el confinamiento del hormigón. Al tener el hormigón un comportamiento frágil cuando está sometido a un estado uniaxial de tensiones, su resistencia se puede incrementar si se impide su deformación transversal mediante armadura transversal en forma de espirales o cercos. De esta manera, cuando un elemento esta sometido a un esfuerzo axil conseguimos que en el hormigón se produzca un estado multiaxial de tensiones de compresión que aumenta su resistencia. Este efecto junto con el gran incremento de la deformación última, son esenciales para evitar roturas frágiles de los elementos estructurales y de la estructura.

Existe una relación entre la ductilidad de los materiales, la seccional y la estructural, cuando la capacidad de rotación plástica de las secciones es alta, la estructura tendrá una mayor capacidad de deformarse sin que en dichas secciones se produzca el agotamiento, como consecuencia, la ductilidad estructural será mayor.

La simulación numérica del proceso de deterioro de las estructuras durante terremotos es complicada y requiere procedimientos sofisticados de cálculo no lineal. La no linealidad en cuanto a la rigidez de las ecuaciones del

movimiento de un modelo con un solo grado de libertad se puede representar de manera simplificada mediante una curva de capacidad. Esta se puede producir por dos causas: porque se desarrollan grandes deformaciones (relación no lineal entre el campo de desplazamiento y el de deformaciones) y por otro lado la no linealidad constitutiva o del material (plasticidad, degradación, fractura...).

Los fenómenos de NO LINEALIDAD en rigidez pueden incluirse de una manera simplificada dentro del concepto de ductilidad estructural.

La ductilidad estructural está relacionada con la capacidad de disipación energética que tiene una estructura sometida a cargas cuasi-estáticas y que no tiene ninguna relación con la disipación producida por el amortiguamiento, solo depende de la velocidad.

Coeficiente de reducción por ductilidad: $p = F / F_{in}$

Donde F es la fuerza que actúa en una estructura cuyo comportamiento es idealmente elástico y F_{in} es la fuerza correspondiente a la estructura real, cuyo comportamiento es inelástico.

Existen 3 tipos de coeficientes r de reducción según la parte del espectro en que se encuentre el período fundamental del oscilador:

- Para períodos T_{bajos} , en la zona de aceleración constante, la fuerza aplicada se debe mantener constante, por lo que no hay reducción de las mismas.
- Para períodos $T_{intermedios}$, en la zona de velocidad constante, se mantiene constante la energía tanto en la estructura ideal elástica como en la real inelástica.
- Para períodos T_{altos} , en la zona de desplazamiento constante, se mantiene constante la proporcionalidad entre desplazamiento y fuerzas.

Esta última forma de definir la ductilidad ha sido la adoptada por las normativas españolas.

CUANTIFICACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS UTILIZANDO CURVAS DE FRAGILIDAD.

Este método permite estimar el comportamiento sísmico esperado de edificios comparando su capacidad sísmica con la demanda descrita mediante espectros sísmicos de respuesta adecuadamente reducidos para tener en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras. Tanto la capacidad como la demanda se describen en formato de espectros que relacionan la aceleración espectral con el desplazamiento espectral.

Las curvas de capacidad son diagramas carga-desplazamiento de una estructura, obtenidas mediante un análisis estático no lineal. Dichas curvas dependen del diseño sísmico del edificio y de la práctica constructiva utilizada.

Las curvas de fragilidad definen la probabilidad de que el daño esperado d exceda un estado de daño dado dS .

Para analizar el daño sísmico han sido considerados 5 estados de daño: sin daño, leve, moderado, severo y completo.

Los dos conceptos de diseño sismorresistente de los edificios, tanto el de ductilidad como el de vulnerabilidad, se pueden definir a partir de curvas de capacidad estructural y están relacionados con el daño sísmico global de los edificios.

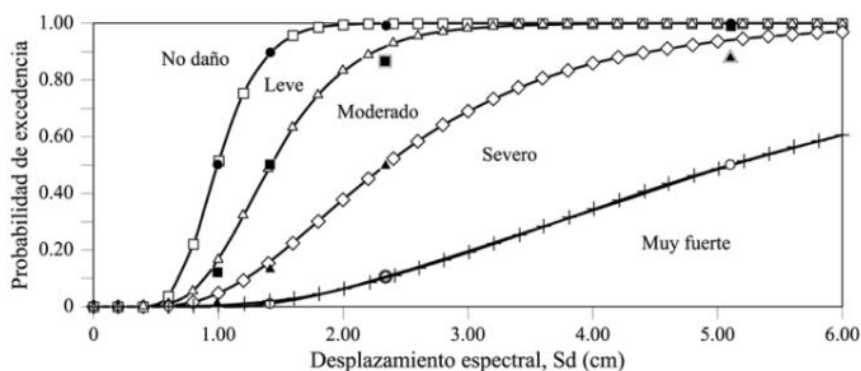


Figura 57. Curva de fragilidad para edificios de hormigón armado de altura media. (fuente: revista hormigón y acero n°238)

EJEMPLO (Barcelona)

La mayoría de los edificios de Barcelona son de forjados reticulares, esta tipología estructural es desaconsejable en zonas sísmicas (el nivel de amenaza sísmica en BCN es moderado).

El caso probabilista corresponde al escenario con una probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años (período de retorno de 575 años).

El caso determinista corresponde a un terremoto histórico ocurrido a 25 km de la ciudad.

La alta vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado con formados reticulares de España, se debe en primer lugar a la tipología estructural inadecuada que no permite un comportamiento sísmico dúctil y en segundo lugar, en el diseño sismo-resistente no se aplicaron adecuadamente los requisitos de la normativa en lo referente a los detalles que aseguren la ductilidad estructural. Muchos edificios presentan defectos graves de configuración estructural que tienden a incrementar su ya alta vulnerabilidad estructural.

Por tanto, podemos afirmar que, una ductilidad estructural alta, es tan necesaria en el caso de los edificios emplazados en zonas sísmicas y un requisito previsto en las normativas de diseño, se consigue utilizando tipologías estructurales adecuadas para ser usadas en zonas sísmicas, un acero de refuerzo dúctil y detalles de armado correctos.

La ductilidad incrementa la absorción de la energía inducida por los terremotos al permitir una alta deformación inelástica del mismo.

Desde el punto de vista de la seguridad, la ductilidad permite predefinir eficazmente las zonas de la estructura donde se admite un comportamiento no lineal (rótulas plásticas), evitándose un comportamiento estructural con fallos frágiles o pérdidas excesivas de resistencia.

Tanto el concepto de ductilidad estructural como el de vulnerabilidad sísmica, se pueden definir a partir de curvas de capacidad estructural obtenidas mediante procedimientos de cálculo estático no lineal y están relacionados con el daño global que los edificios pueden sufrir durante los terremotos.

El método del espectro de capacidad, permite evaluar el comportamiento sísmico esperado de edificios comparando la capacidad con la demanda sísmica descrita en formato de espectros.

Este método se ha aplicado a la evaluación del riesgo sísmico de la ciudad de Barcelona y podemos afirmar que un alto porcentaje de los edificios de la ciudad están en un riesgo sísmico significativo, pese a no encontrarse en una zona de alta peligrosidad.

TERREMOTO DE LORCA

El 65% de la población lorquina se concentra en el núcleo urbano principal, zona en la que se manifestaron los terremotos con mayor intensidad. Las edificaciones lorquinas responden a las tradicionales etapas históricas, su patrimonio histórico principal se centra en el periodo Barroco.

El 11 de Mayo de 2.011 se produjeron 3 terremotos de elevada intensidad. El primero a las 17:00 h, con una intensidad de VI, el segundo sobre las 19:00 h, con una intensidad de VII y el tercero sobre las 22:30 h, con una intensidad menor. Todos ellos se caracterizaron por una distancia en profundidad escasa (5 km), esto fue lo que los hizo más dañinos.

HORA	MGN (mLg)	MGN (Mw)	MAX,INT (EMS)	DIST.EPIC (km)
16:47	4.5	4.6	VI	5.3
18:45	5.1	5.2	VII	5.5

Se registraron más de 100 réplicas durante el primer mes, de las cuales, el 80% fueron durante la primera semana.

Las consecuencias de estos 3 terremotos fueron 9 víctimas, más de 300 heridos, 1 edificio colapsado (figuras 58 y 59), unos 260 edificios demolidos, 400 edificios con daños graves, unos 5.000 edificios con daños moderados, leves y/o despreciables y unos 50 edificios históricos con daños importantes.



Figuras 58 y 59. Edificio colapsado en la ciudad de Lorca tras el terremoto.

Mediante un análisis global, los daños se clasificaron en 3 grupos: estructurales, no estructurales y en acabados.

- Daños ESTRUCTURALES: se dieron en los pilares de las plantas bajas, especialmente en las secciones superiores, fundamentalmente por el efecto de momento flector y esfuerzo cortante en tales zonas, por plastificación del hormigón de cada lado de la sección de hormigón, a unos 40-50 cm del forjado del techo de la planta baja y/o por agotamiento a corte.

El reparto de las acciones sísmicas es máximo en los pilares de planta baja al acumularse el cortante que recogen las plantas altas y por ello, junto a otros factores, en los pilares de la planta baja su daño ha sido mayor.

Debemos prestar atención especial a que hayan resultado mayoritariamente dañados las cabezas superiores y no las inferiores, sobre todo atendiendo al reparto teóricamente constante del esfuerzo cortante en el pilar y al también teóricamente mayor momento flector en los extremos inferiores que no en los superiores.

Es evidente, que condiciones de mejora del material en la zona inferior que en la superior, confinamientos mayores por los cerramientos y tabiques que los bordean, zona de solapes de armaduras en pilares, etc., pueden ayudar a justificar el efecto, pero quizás, la hipótesis actual de acciones equivalente, que analiza el movimiento de la zona superior quedando impedida la inferior, deba ser cuestionada frente a la más real de que se mueva la zona inferior, la empotrada en el suelo, y la superior quede inmóvil durante los segundos esenciales para generar más empotramiento en las cabezas de los pilares que en sus bases, ya que pueden llegar a tener más capacidad de giro estas últimas al hacerlo el suelo y con él el cuerpo enterrado de la edificación.

Este fenómeno puede entenderse por el efecto mantel, es decir, los nudos inferiores de los pilares de planta baja pueden presentar más capacidad de giro que los superiores que quedan empotrados por el cuerpo casi indeformable de las plantas superiores (figura 60), mientras que la sacudida del suelo hace que este se mueva de izquierda-derecha y de arriba-abajo, arrastrando al cuerpo semirrígido del sótano, generando un ligero giro en los nudos inferiores de los pilares de planta baja, que compota un acercamiento del punto de inflexión de los pilares hacia la zona baja y con ello un incremento del momento flector del extremo superior y disminución en el extremo inferior, todo ello mientras que el esfuerzo cortante se mantiene prácticamente constante.

En pilares cortos con mayor intensidad, especialmente los que servían de apoyo a los forjados elevados de los techos de sótano. También se incluyen en este tipo de daños los producidos en losas de escalera y en algunos otros elementos de forma aislada.

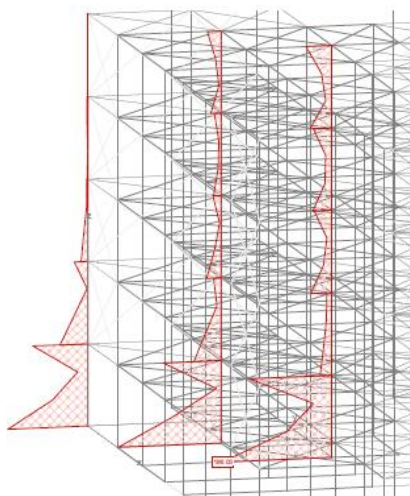


Figura 60. Distribución de momentos flectores en pilares en un edificio con planta diáfana.

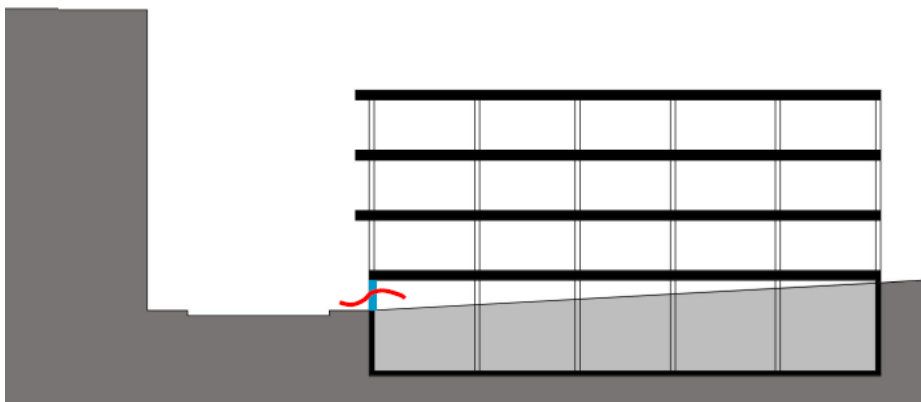


Figura 61. Esquema acción sismo en estructura con pilares cortos (enanos).

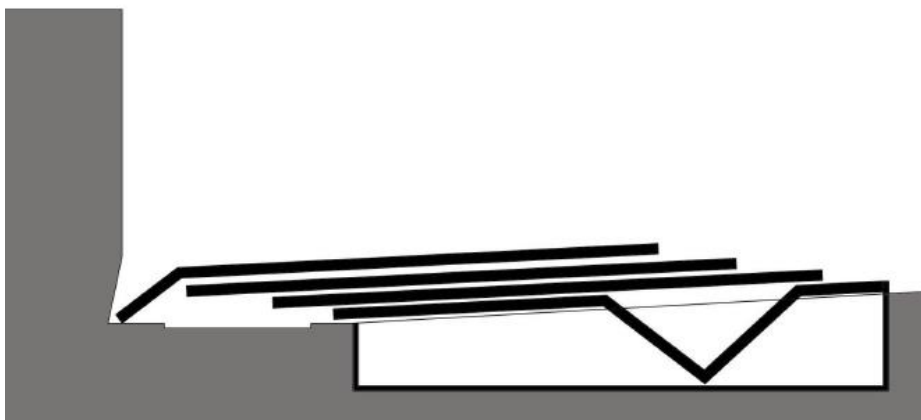


Figura 62. Esquema colapso de un edificio por acción del sismo (efecto mantel).



Figura 63.



Figura 64.



Figura 65.



Figura 66.

En las imágenes anteriores (figuras 63, 64, 65 y 66), podemos observar daños ESTRUCTURALES

producidos en los pilares cortos, también llamados enanos.



Figura 67.



Figura 68.

En las imágenes anteriores (figuras 67 y 68), podemos observar daños ESTRUCTURALES producidos en losas de escalera.

- Los daños NO ESTRUCTURALES, se dieron en fachadas, zaguanes, núcleos de ascensor, tabiquerías (figura 69), antepechos de cubiertas, cornisas, etc., fueron muy aparatosos y dificultaron las tareas de inspección y evaluación. Principalmente estos elementos fueron los que dieron lugar a las víctimas mortales y a los heridos.



Figura 69. Rotura de tabiques por acción horizontal de cortante debida al sismo.



Figura 70. Pérdida de recubrimiento en pilar y fisuras de trazado oblicuo.

En la mayoría de los casos, los tabiques han actuado como elementos de arriostramiento de los pórticos, con movimientos menores que los que se habrían registrado de no existir estos elementos y reduciendo la acción horizontal soportada por los pilares, teniendo por lo tanto un efecto beneficioso. Esto, sin embargo, ha supuesto que los tabiques han absorbido esfuerzos para los que no fueron concebidos, lo que ha producido daños y roturas en los mismos (figura 70).

- Los daños en ACABADOS fueron muy numerosos, se dieron en revestimientos de zaguas, de fachadas, en placas de escayola, enfoscados agrietados y/o desprendidos.

Estos daños se compararon con las previsiones de la norma NCSE-02 y se llegó a la conclusión de que la aceleración medida en el primer terremoto (0,21g) superó en un 30% la de cálculo prevista para edificaciones en Lorca (0,16g). El segundo terremoto (0,37g) superó en más del doble la aceleración de cálculo prevista. (Hay que destacar que el segundo terremoto no fue una réplica del primero, sino que fue otro diferente con otra posición focal).

Las características constructivas de las edificaciones últimas en Lorca son: edificios de como máximo 5 plantas, con pórticos de H.A. sin vigas colgadas y sin pantallas, con periodos de oscilación bajos, de menos de medio segundo, por lo que solo precisan ser analizados en el primer modo de vibración. En este tipo de edificios, la aceleración de cálculo prevista en Lorca (0,16g) que tras aplicar la fórmula de la NCSE-02, $(0,16g \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,20g)$, por tanto, con el segundo terremoto se pudo llegar a $(0,37g \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot 1 = 0,46g)$ e incluso $(0,37g \cdot 2,5 \cdot 1 \cdot 1 = 0,92g)$ si aceptamos escasa ductilidad en plantas altas. Con el planteamiento anterior, llegamos a la conclusión de que las edificaciones pudieron recibir una fuerza en horizontal del 46% del peso que tenían en vertical (92% en el caso de mínima ductilidad de las plantas altas). Así para un edificio de 5 plantas y unos 350 m² de proyección, cuyo peso es del orden de 300t y pudieron darse del orden de 690t. Esto es muy sorprendente ya que solo colapsó un edificio.

Podemos describir cuatro causas que pueden ayudar a entender los efectos causados por los terremotos del 11 de Mayo en Lorca.

- Dos terremotos con distintos focos se dieron en menos de 2 horas, el segundo de mayor intensidad que el primero. Ambos se produjeron a menos de 5 Km de la superficie.
- Lorca se asienta sobre un terreno blando, esto amplificó notablemente las acciones (más del doble de las esperadas).
- La escasa atención en el diseño, características y puesta en obra de elementos de albañilería, ha infravalorado la perturbación de estos en el comportamiento estructural de los edificios.
- El efecto de la directividad explicado en capítulos anteriores.

Tras el terremoto se realizaron inspecciones, apuntalamientos y labores de adecuación de zonas con riesgo instantáneo. Después, se verificaron apuntalamientos y con carácter de urgencia se llevaron a cabo dos tipos de intervenciones: las aplicadas a elementos estructurales y las aplicadas a las albañilerías que eran necesarias para que la gente volviera a habitar sus casas en las que fue posible. Por último, se completaron las actuaciones de reparación, algunas aun en marcha, como por ejemplo las fisuras y grietas.

En cuanto a las reparaciones urgentes estructurales, podemos diferenciar tres tipos: recrecidos de hormigón o morteros predosificados armados confinamientos mediante fibras de carbono tipo CFRP, y encamisados mediante perfilaría y chapas metálicas.



Figura 71. Refuerzos uniones viga-pilar y daños en la fachada del Instituto.

Estos daños se presentan con diferentes intensidades, de modo que se observan desde pilares fisurados o con pérdida de recubrimiento, hasta pilares donde la armadura vertical ha pandeado (figura 73), se han roto los cercos transversales o existe una pérdida importante de sección de hormigón.



Figura 72. Refuerzos enanos.



Figura 73. Pilar muy dañado. Rotura de cabeza de pilar con deformaciones en la armadura (pandeo).

En pilares podemos diferenciar cuatro tipos de intervenciones según los daños producidos en los mismos. RP-1: reparación de pilares muy dañados, con rotura y desplazamiento que aconsejan la transferencia plena al refuerzo. RP-2: reparación de pilares con daños medios, sólo precisan confinamiento del fuste. RP-3: reparación de pilares con daños muy localizados, sólo exigen confinamiento del extremo, generalmente el superior. RP-4: reparación de pilares con daños muy leves, sólo necesitan el saneado y reposición de los recubrimientos desprendidos.

Tras el terremoto, hemos podido observar que los cristales no han roto (figura 75), de lo contrario a lo que se esperaba (material más frágil, figura 74).

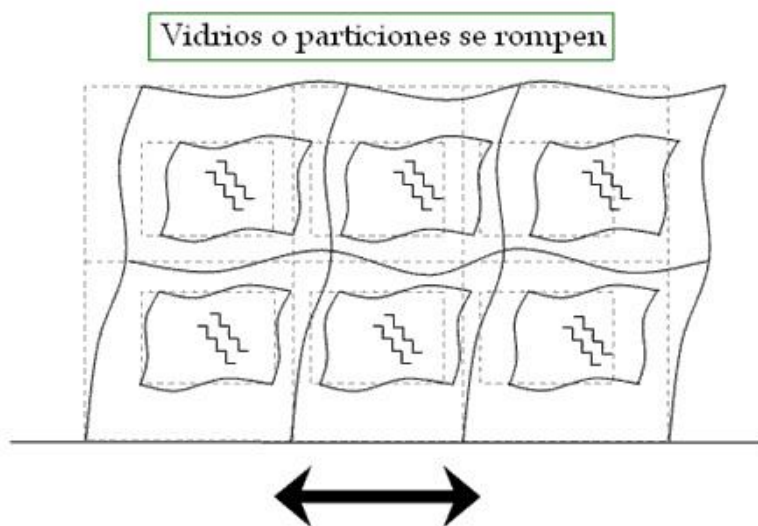


Figura 74. Efecto de la deformación del vidrio.

(<http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=26>)



Figura 75. Vidrio intacto.

Al contrario de lo esperado, los cristales no rompieron (figura 76). Esto se debe a los calzos de apoyo, ya que estos independizan al vidrio de los movimientos de la estructura.



Figura 76.



Figura 77. (www.images.search.yahoo.com/images/)



Figura 78. Daños en el patrimonio histórico de Lorca tras el terremoto.

(www.images.search.yahoo.com/images/view)



Figura 79. Daños no estructurales en el patrimonio histórico de Lorca (caída de falso techo). Iglesia de Santiago, en el barrio lorquino de La Viña

LEYENDA DE DAÑOS EN LA IGLESIA DE SANTIAGO (barrio de La Viña). (Figura 80)

1. Faldones de cubierta enteramente desaparecidos, (incluyendo tanto la estructura de soporte como el material de cubrición) bien sea porque han caído como efecto directo del terremoto, o porque han tenido que ser retirados debido al precario estado en que quedaron que amenazaba con su caída inminente.
2. Zonas de cubierta con rotos que provocan faltas parciales (incluyendo tanto la estructura de soporte como el material de cubrición), debido al colapso propio de sus estructuras como efecto del terremoto, o a la caída sobre estas zonas de elementos más altos que se han venido abajo.

3. Faltas parciales del material de cubrición (tejas), o piezas removidas y sueltas, por efecto directo de los movimientos del sismo o porque se ha removido el soporte sobre el que se asentaban.
4. Rotura de elementos de cubrición contemporáneos (planchas onduladas de uralita o chapa).
5. Caída de fragmentos sobre las cubiertas, con la consiguiente rotura de las mismas.
6. Elementos auxiliares de evacuación de aguas pluviales (canalones, bajantes, gárgolas, etc.), parcial o enteramente desajustados y desplazados de su sitio original.
7. Muros rotos con pérdidas importantes de volumen, debido al colapso de las fábricas.
8. Rotura del remate de los contrafuertes, con grietas y desplazamientos de las fábricas de ladrillo o de los sillares que los componen, por efecto directo del terremoto, dando lugar a grandes agrietamientos de sus fábricas y a la pérdida parcial de su misión de contraresto.
9. Desaparición completa de volúmenes arquitectónicos: tambor y cúpula del crucero.
10. Desaparición completa de volúmenes arquitectónicos: pechinas del crucero.
11. Desaparición completa de elementos arquitectónicos: Arcos del crucero que sostenían el tambor y la cúpula, así como las bóvedas del presbiterio, brazos de. Crucero y primer tramo de la nave central desde la cabecera.
12. Desaparición completa de elementos arquitectónicos interiores: Bóvedas de las capillas a ambos lados del presbiterio.

13. Desaparición completa de elementos arquitectónicos interiores: Pechinas de las capillas a ambos lados del presbiterio.
14. Daños en las cornisas de piedra bajo las cubiertas. Sillares faltantes por caída de los mismos o de las fábricas bajo estos, o desplazados de su sitio.
15. Daños en elementos arquitectónicos de las decoraciones del interior (pilastras, cornisas, hornacinas, etc.). Roturas, faltas y grietas, bien sea por efecto directo del terremoto que ha arrancado los sillares u otras piezas de su sitio, o por la caída de elementos más altos.
16. Encuentros constructivos deficientemente resueltos con anterioridad al terremoto, que restan efectividad a la evacuación de las aguas.
17. Grietas en muros.
18. Grietas y fisuras en arcos.
19. Grietas en bóvedas y falsos techos.
20. Pérdidas de fragmentos de fábricas (en arcos).
21. Daños en elementos de obra mueble (retablos, altares, imágenes, etc.).
22. Derrumbe total o parcial de tramos de escaleras.
23. Derrumbe total o parcial del forjado.
24. Camarín inutilizado. Apertura hacia capilla cerrada. Deterioros en acabados de paramentos y bóvedas así como en sus pinturas murales y decoraciones.

25. Derrumbe parcial de los nichos de la cripta.
26. Carpinterías dañadas o desaparecidas.
27. Elementos de cerrajería dañados o desaparecidos.
28. Zona con elementos de acabado muy precarios: falta de solado, paredes con fábricas vistas, faltos techos deteriorados, etc.
29. Forjados en mal estado.

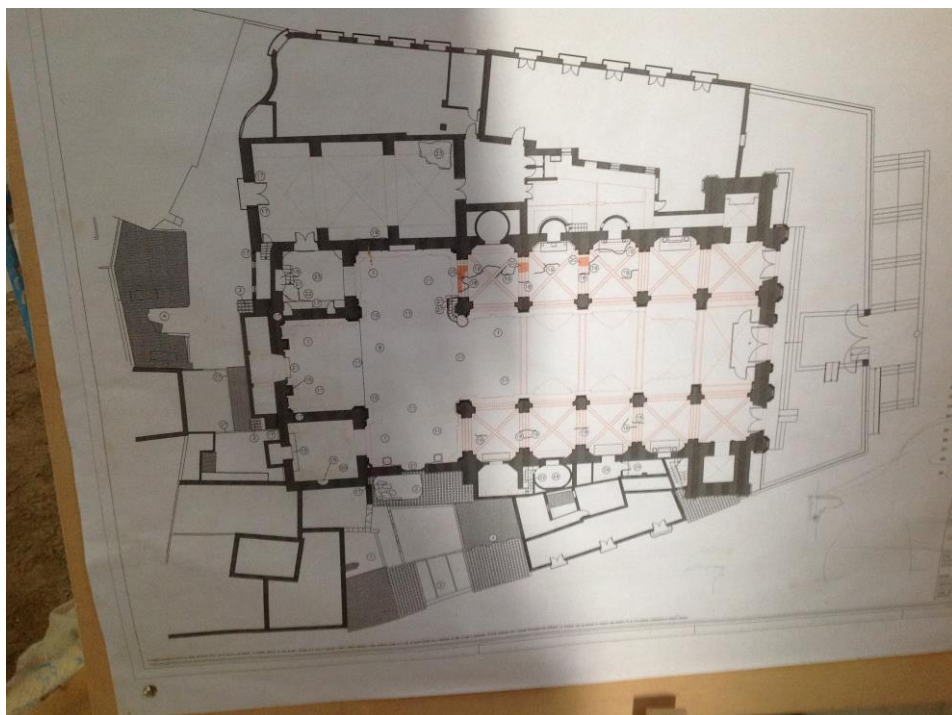


Figura 80. Esquema de daños en la Iglesia de Santiago (barrio de La Viña) tras el terremoto.



Figura 81. Reparaciones llevadas a cabo en el patrimonio histórico de Lorca tras el terremoto.

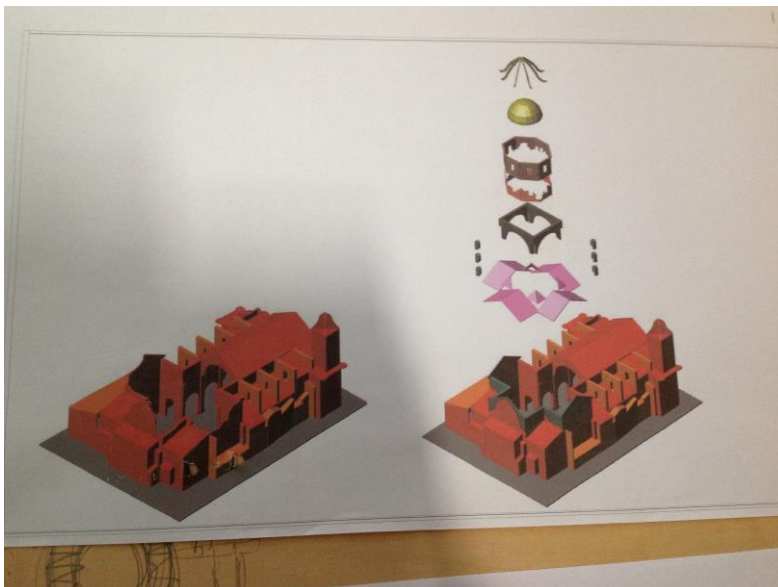


Figura 82. Fases de reparación del patrimonio histórico de Lorca tras el terremoto.

5. CRITERIOS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.

La capacidad de una estructura para resistir las acciones que se producen durante un terremoto depende en gran medida de su diseño. Existen numerosas soluciones para un mismo problema, por tanto, los requisitos de diseño dependen de la solución adoptada. Con el diseño sismorresistente buscamos que la estructura soporte el sismo severo con daños locales que pudieran ser importantes pero sin llegar al colapso de la estructura. Por esto debemos tener una base conceptual sobre el comportamiento no lineal de edificios.

Llamamos **configuración** a un conjunto de características que tiene toda estructura, y que según como se ha diseñado será el comportamiento del edificio ante las cargas gravitatorias o las cargas dinámicas.

La importancia de alcanzar una configuración adecuada se destaca haciendo un sencillo análisis, para cargas estáticas una tonelada sobre una viga es soportada por esta y transmitida hasta llegar al terreno. En el caso de las cargas sísmicas no es tan simple, los sismos producen esfuerzos que fluctúan rápidamente, y para calcularlos necesitamos conocer las características dinámicas del edificio. Aun conociendo estas características, los movimientos de un sismo y la interacción con la estructura son tan complejos que los valores exactos de las fuerzas del terremoto tiene un grado de incertidumbre elevado.

Hugo Giuliani señala: “el carácter vibratorio caótico de los movimientos sísmicos, como también las deficiencias de los métodos de cálculos utilizados en el análisis estructural sismorresistente. Nos obliga a aconsejar el máximo cuidado en la elección de la estructura y la evaluación exhaustiva de cada uno de los parámetros que gobiernan el real comportamiento de las mismas, durante la acción sísmica.”

Por tanto, la configuración se refiere a la forma del edificio en su conjunto, a su tamaño, naturaleza y ubicación de los elementos resistentes y no estructurales

5.1. SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA.

La simetría es una propiedad geométrica de la configuración de un edificio considerada en el diseño de estructuras sismorresistentes.

La **Norma NCSE-02, de octubre del 2002** sobre estructuras sismorresistentes, en su capítulo IV se refiere a la forma del edificio: “La disposición geométrica en planta será tan simétrica y regular como sea posible, tratando de conseguir en el edificio, en los elementos resistentes, y en los arriostramientos, una composición con dos ejes de simetría ortogonales”.

En edificios asimétricos se pueden conseguir estructuras simétricas separándolas en cuerpos regulares independientes mediante juntas verticales.

Debe procurarse una disposición geométrica en alzado tan regular como sea posible, evitando las transiciones bruscas de forma o rigidez entre un piso y el siguiente.

La simetría (figura 83) puede existir respecto a un eje solamente y también puede ser en elevación, aunque es más significativa desde el punto de vista dinámico la simetría en planta.

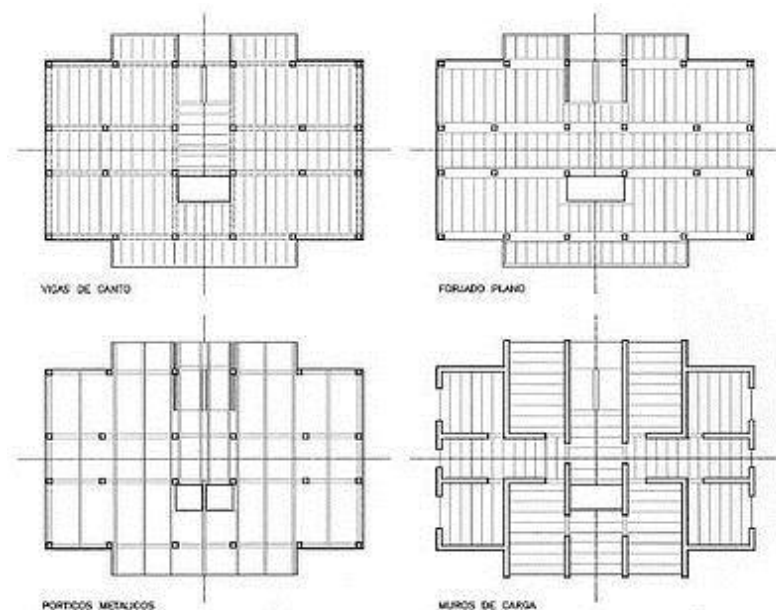


Figura 83. Disposiciones con simetría geométrica y mecánica
(según NCSE-02)
(www.construmatica.com/construpedia)

La falta de simetría tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto provocará torsión en planta (la torsión hay que intentar evitarla, esta aparecen en las plantas de los edificios cuando unos forjados giran con respecto a otros por efecto del sismo, se da cuando el centro de masas y el centro de torsión de una planta no coincide), pudiendo llegar al colapso de la estructura (figura 84).

Las asimetrías provocan concentración de esfuerzos; un ejemplo común es el caso de las esquinas interiores. Aunque un edificio simétrico puede tener esquinas interiores, como en las plantas en cruz, en este caso la planta del edificio es simétrica pero no es una planta regular. Existe simetría estructural si el centro de masa y el centro de rigidez coinciden en la planta.



Figura 84. Galería de la Escuela Normal de Caucete, San Juan. La galería colapsó en el terremoto de 1977 por falta de simetría estructural.

(www.google.es/search)

Los núcleos de las circulaciones verticales, pueden producir también asimetrías si su ubicación o solución constructiva genera elementos estructurales rígidos en la distribución estructural.

Según datos obtenidos, la mayoría de los daños severos o de colapso estructural en sismos, han sido provocados en edificios de estructura asimétrica.

Cuanto más simétrica es la geometría de un edificio, menores riesgos existen de concentración de esfuerzos, de tal manera que el momento torsor en planta y el comportamiento de la estructura es más predecible.

La experiencia ha demostrado que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. Razones:

1. Habilidad para predecir el comportamiento sísmico de una estructura.
2. Habilidad para idealizar los elementos estructurales.

Las estructuras simétricas (tanto para una respuesta lineal como para una no lineal), distribuyen los esfuerzos evitando zonas con esfuerzos concentrados donde los fallos son más probables.

Además si la estructura consiste en muros o pórticos con triangulaciones que soportan fuerzas laterales o torsiones en planta, es deseable concentrarlos o incrementar su presencia en el perímetro incrementando así su brazo mecánico.

5.2. ALTURA.

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, con elementos que no cambien bruscamente su rigidez, para evitar la concentración de esfuerzos.

RIGIDEZ LATERAL: Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales.

Las **ESTRUCTURAS FLEXIBLES**, tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada, sus desventajas son: que el pórtico flexible tiene dificultades en el proceso constructivo ya que puede existir gran congestión de acero en los nudos.

Las **ESTRUCTURAS RÍGIDAS**, tienen la ventaja de no tener mayores problemas constructivos y no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero poseen la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado.

La altura de una edificación influye directamente en el periodo de oscilación, por tanto, si aumenta esta aumenta el periodo. De forma genérica se puede afirmar que una edificación alta tiene un periodo de 2 segundos y su aceleración es menor que en un edificio más bajo, con periodo de 0,5 segundos. A

través de la historia se ha observado que los terremotos se concentran en periodos alrededor de 0,5 segundos.

Algunas normativas limitaban la altura de edificaciones en zonas sísmicas, pero en las actuales se limita según la calidad del diseño.

5.3. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD.

La rigidez se confunde con resistencia, pero son dos conceptos diferentes, en tanto la resistencia es la capacidad de carga que puede soportar un elemento estructural antes de colapsar, la rigidez mide la capacidad que un elemento estructural tiene para oponerse a ser deformado.

Se dice que un cuerpo es más rígido cuanto mayor sea la carga que es necesario aplicar para alcanzar una deformación dada. Analíticamente la rigidez de un elemento se expresa mediante el cociente entre la carga y la deformación que esta produce.

Con el objetivo de obtener estructuras económicas, las normas modernas de diseño sismorresistente reducen considerablemente las cargas sísmicas en función de su ductilidad. Un objetivo fundamental en diseño sismorresistente es evitar un fallo frágil que ocasione la pérdida brusca de capacidad portante. Dentro de ciertos límites de flexibilidad y en función de la acción sísmica, mientras más dúctil sea el sistema estructural más se podrán reducir las cargas sísmicas y, por ello, su costo será menor, aunque los detalles para lograr una estructura de hormigón armado dúctil también incrementan el costo.

Un ejemplo es el ocasionado en columnas y vigas de poca longitud debido al incremento del cortante producto de la mayor rigidez del elemento en comparación a otros similares de mayor longitud. Como consecuencia, el empleo de vigas y

pilares cortos debe evitarse en lo posible (figuras 85, 86 87, 88 y 89), y en todo caso, proporcionar un análisis y posterior diseño especial que aseguren que en caso de fallar el modo de fallo sea dúctil.

Una alternativa para asegurar el fallo dúctil de una viga es reducir su refuerzo longitudinal de manera que falle por flexión y no por cortante.

En el caso de edificios de hormigón armado además es fundamental evitar pilares cortos con gran rigidez que absorben gran parte de la fuerza sísmica, y pueden conducir al colapso.

Los pilares cortos deben evitarse tanto en el diseño de la estructura como en el diseño de los cerramientos, ya que en ocasiones este coacciona los desplazamientos libres del pilar cambiando su modo de trabajo en caso de un sismo severo.



Figura 85. Pilar corto colapsado.



Figura 86. Pilar corto colapsado.

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada por lo menos en dos direcciones ortogonales, de manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos.

Debemos diseñar de forma que la estructura pueda deformar plásticamente, de esta manera evitamos pérdidas humanas.

ASPECTOS QUE INFLUYEN EN LA DUCTILIDAD:

- A) Disposición de la armadura transversal: los estribos nunca deben estar muy separados (la norma limita la separación máxima entre estribos para evitar el efecto de caída súbita de resistencia).
- B) Axil actuante: cuando tenemos una viga débil y un pilar fuerte, plastifica antes la viga que los pilares (tienen más axil).



Figura 87. Pilar corto colapsado.

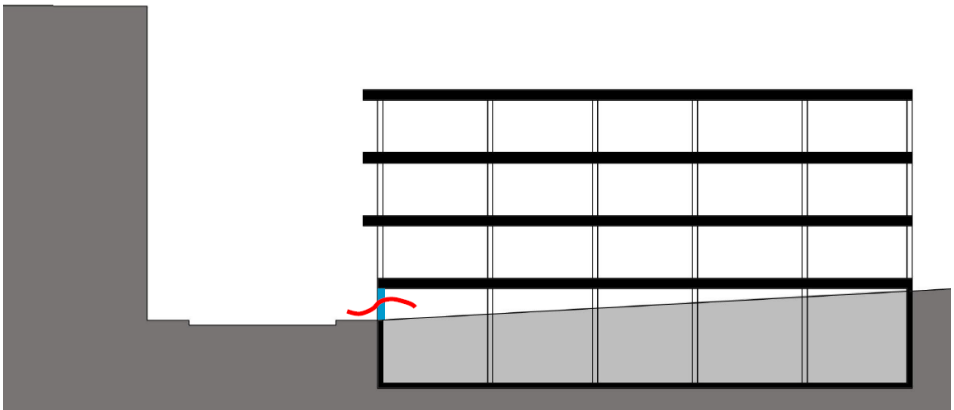


Figura 88. Esquema estructura con pilar corto.



Figura 89. Pilar corto reforzado.

C) Tipo de fallo del acero:

1. Fallo a flexión: por plastificación de la armadura longitudinal, antes de romper se debe deformar el nudo (fallo bueno).
2. Fallo a cortante: pueden plastificar los estribos o el hormigón, por plastificación de la armadura transversal o agotamiento de las bielas comprimidas del hormigón (fallo malo, la pieza rompe enseguida).

D) Adherencia acero-hormigón: para las estructuras situadas en zonas sísmicas, las longitudes de anclaje de las barras deben ser mucho mayores.

Las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia.

La característica fundamental de la sollicitación sísmica es su **eventualidad**; por esta razón, las fuerzas de sismo se establecen para valores intermedios de la sollicitación, confiriendo a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, otorgándole una adecuada ductilidad. Esto requiere preparar a la estructura para ingresar en una etapa plástica. Lo importante es que el sistema sea dúctil (figuras 90 y 91), es decir, que tenga capacidad para deformarse más allá del límite elástico.

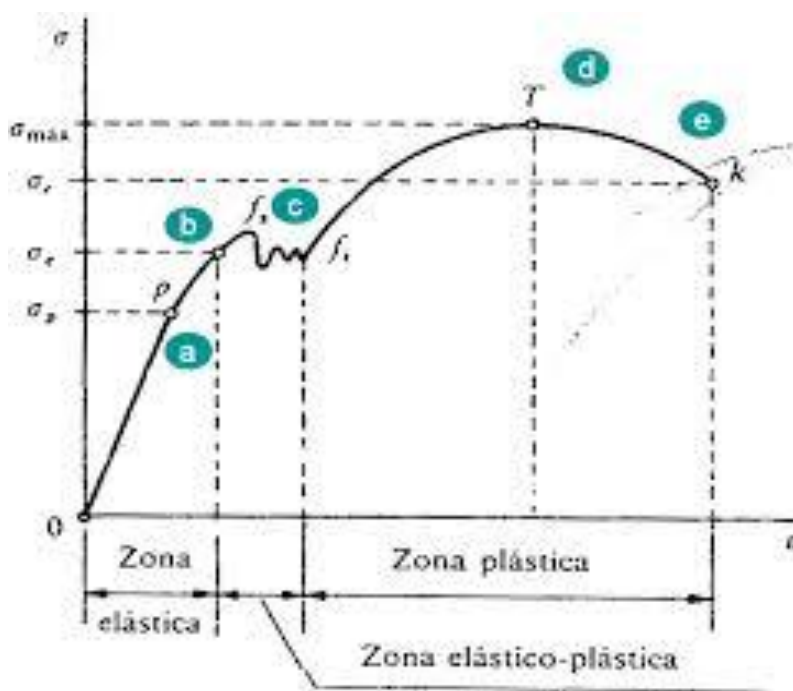


Figura 90. (www.xfma.wordpress.com/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral)

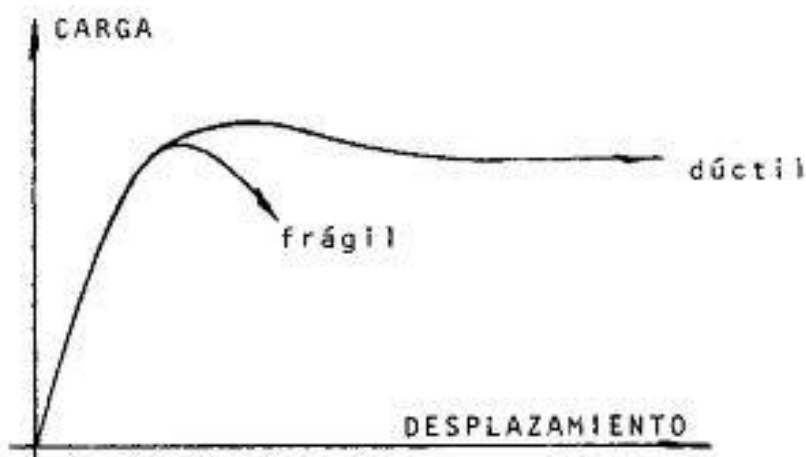


Figura 91. (www.helid.digicollection.org/es/d/J049s/5.html)

Para conseguir que una estructura sea dúctil debemos formar rótulas plásticas que permitan disipar energía (A mayor número de rótulas plásticas, el edificio es más resistente). Debemos procurar que estas se produzcan en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad de la estructura, es conveniente que se produzcan en las vigas antes que en los pilares (orden de colapso: 1º vigas y 2º pilares).

5.4. REDUCIR CAMBIOS BRUSCOS EN RIGIDEZ Y MASAS, TANTO EN PLANTA COMO EN ALTURA.

La falta de simetría tanto geométrica como de masas en la planta del edificio produce excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y por lo tanto provoca torsión en planta, dando lugar a una concentración de esfuerzos y a un comportamiento de la estructura menos predecible.

Debemos procurar evitar plantas débiles (caso de plantas bajas diáfanas con plantas altas compartimentadas, o pisos

intermedios sin tabiquerías en edificios de viviendas). La existencia de plantas débiles o escasamente compartimentadas frente a otras muy compartimentadas (por ejemplo: las viviendas situadas en edificios de oficinas, dan lugar a comportamientos débiles de estas plantas que pueden conducir a colapsos parciales o totales no deseados).

El efecto negativo de la denominada torsión espacial, originada por excentricidades en planta ha sido observado en casi todos los terremotos severos de este siglo, esta puede originarse por una distribución asimétrica de los muros de corte y pórticos o involuntariamente por la distribución asimétrica de la tabiquería. Por ello es importante reducir los cambios bruscos en rigidez estructural y en las masas tanto en planta como en altura, ya que éstos pueden originar concentraciones de esfuerzo.

Una recomendación relacionada con los cambios bruscos de rigidez en planta es la de evitar diseñar pórticos de mayor resistencia en una dirección y débiles en la otra. Antiguamente se empleaban diferentes conceptos para los pórticos “principales” ó “secundarios”, los principales eran los encargados de transmitir la carga, y los secundarios sólo seguían una función de arriostre. Por esto, en muchas estructuras se ha observado daño en la dirección de los pórticos del terremoto. (Un terremoto no distingue entre pórticos principales o secundarios, importantes o poco importantes...).



Figura 92. Ejemplo de edificio colapsado con planta baja diáfana.

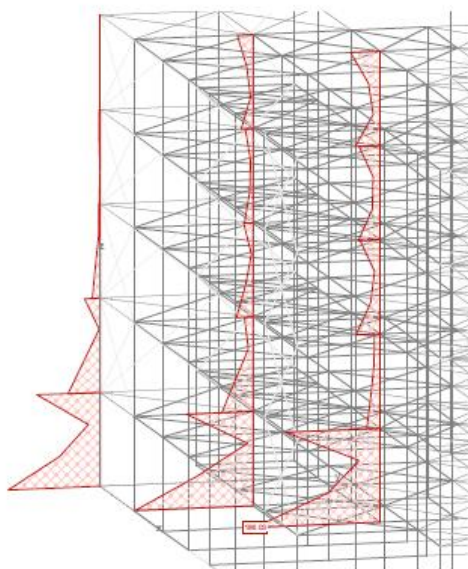


Figura 93. Distribución de momentos flectores en pilares en un edificio con planta diáfana.

5.5. HIPERASTICIDAD Y MONOLITISMO.

No es conveniente emplear estructuras isostáticas ya que se convierten en un mecanismo al formarse la primera rótula plástica. Si por alguna restricción fuese imprescindible el que la estructura fuese isostática se debe, por un lado, incrementar las cargas de las normativas y, por otro, asegurar que en caso de alcanzar el límite lineal elástico de la estructura ésta sea capaz de deformarse sin perder capacidad portante.

La disposición hiperestática, logra una mayor capacidad resistente, a este tipo de estructuras les es más fácil redistribuir fuerzas en caso de sismo.

5.6. EXISTENCIA DE LOSAS QUE PERMITEN CONSIDERAR A LA ESTRUCTURA COMO UNA UNIDAD.

La idealización de una estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel.

Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos.

La solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de separación sísmica.

5.7. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

La influencia de los elementos no estructurales, en muchos casos, es determinante en la respuesta de la estructura. Estos elementos, generalmente, rigidizan la estructura en comparación a un modelo dinámico empleado para el análisis sin incluir, por ejemplo, la albañilería, y por consiguiente suelen reducir el período de la estructura con el consiguiente aumento en la fuerza sísmica. Incluso si estos tabiques no se ubican de forma simétrica inducirán torsión, como consecuencia, es necesario tomarlos en cuenta, por lo menos de forma aproximada estimando el cambio de período que ellos ocasionan, y no confiar en la sobrerresistencia que en muchos casos pueden proporcionar.

La observación de los terremotos en edificios históricos muestra que el comportamiento de las estructuras de fábrica, con mayor densidad de elementos resistentes en las plantas inferiores donde mayor esfuerzo cortante se genera durante el sismo, es eficaz (figura 94).



Figura 94. Santa Sofía. La suma de las áreas de sus secciones transversales en relación a la superficie total en planta es del 20%. En los edificios entre 10 y 20 plantas esta relación es del 1 al 2%. (buscar la redundancia estructural).

(www.paradoxplace.com/Insights/Topkapi/Byzantine%20Constantinople.ht)



Figura 95. (www.2.bp.blogspot.com/-FHpR0wVNh3c)

Sin embargo, el extendido uso de estructuras porticadas y el uso comercial de la planta baja, con necesidades de espacios diáfanos, han generado, que se presente una discontinuidad brusca de rigidez entre la planta baja y la primera, produciendo una variación de esfuerzo que exige previsiones especiales en el diseño de la estructura.

Las esquinas de los edificios sufren concentraciones de esfuerzos si el sismo tiene dirección diagonal respecto a la planta, aunque el resto de elementos esté menos solicitado, este problema se ve agravado si el centro de masas y el de rigidez no coinciden, y aparecen esfuerzos de torsión provocando una rotación que distorsiona el edificio.

Para resistir los efectos de la torsión en planta es conveniente tener elementos resistentes al sismo en el perímetro del edificio. Cuanto más alejado del centro de rigidez de la planta se ubique un elemento, mayor es el brazo de palanca respecto a ese centro y mayor será el momento resistente que pueda generar.

También debemos atribuir las prescripciones constructivas de armado fijadas en la norma, cuya misión es permitir que la estructura resista sismos moderados sin daños importantes y evitar pérdidas de vidas humanas en caso de sismo severo, aunque la construcción pueda quedar inutilizada.

Si la estructura está conformada básicamente por pórticos, con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable (figuras 96, 97 y 98).

Si la estructura es rígida, estando conformada por muros y pórticos es probable que la rigidez de los tabiques de ladrillo sea pequeña en comparación con la de otros elementos de hormigón armado, en estos casos, hay que despreciar en el análisis los tabiques ya que no será tan importante.



Figura 96. Ejemplo de rotura de tabique de cerramiento entre ventanas.



Figura 97. Rotura de tabiques por acción horizontal de cortante debida al sismo.



Figura 98. Daños originados en fachada tras el terremoto de Lorca (I.E.S. Juan Bosco). Daños en tabiquería entre ventanas y grietas en la fachada.

Dentro de los daños no estructurales, encontramos el colapso de revestimiento, petos, antepechos (figuras 99 y 100) e instalaciones. Estos daños han sido de gran trascendencia, ya que todas las víctimas mortales del sismo de Lorca fueron el resultado de la caída de elementos no estructurales. Es muy importante, por tanto, prestar atención a la reparación de estos elementos garantizando su estabilidad futura. Debemos anclar estos elementos a elementos estructurales para evitar su caída.



Figuras 99 y 100. Antepecho reparado tras el sismo de Lorca.

5.8. CIMENTACIÓN. EVITAR LA RESONANCIA ENTRE SUELO Y ESTRUCTURA.

PERIODO: tiempo transcurrido entre dos puntos equivalentes de una oscilación.

RESONANCIA: respuesta específica de un sistema capaz de oscilar con un cierto período.

La suma de las amplitudes de ambos movimientos ondulatorios y su superposición se llama interferencia constructiva.

Todo tipo de suelo produce movimientos los cuales generan ondas que se propagan por todas las superficies, para lo que la estructura debe aceptar este movimiento y no producir daños en su esqueleto.

El periodo de vibración de la estructura no debe entrar en fase con el periodo de vibración del suelo.

Los periodos naturales del suelo están entre 0.5 y 1 seg. Por lo que se debe conseguir un periodo de vibración distinto para la edificación, de lo contrario podría entrar en resonancia y llegar al colapso.



Figura 101.

La resonancia o interferencia constructiva significa la amplificación de las ondas sísmicas provocando una amplificación excesiva de la respuesta estructural (figura 101).

Los periodos naturales de los diferentes tipos de suelo dependen de sus propiedades físicas. Cuando se diseña es conveniente estudiar los períodos fundamentales tanto del edificio como del lugar y evitar la resonancia.

Mientras las estructuras son más altas, su comportamiento es más flexible, su período es más alto y su rigidez es menor.

El análisis de edificios en el rango lineal se suele realizar correctamente con los primeros modos de vibración, en particular el primero que tiene generalmente un coeficiente de participación muy superior al resto de modos, por lo que el

comportamiento cualitativo antes mencionado es perfectamente extrapolable a estructuras con varios grados de libertad. Existen, sin embargo, excepciones como aquellas estructuras con un modo de vibración fundamental no compatible con la acción dinámica considerada. Por ejemplo, existen edificios simétricos con un modo fundamental de vibración en torsión, el cual para acciones sísmicas laterales, no participa significativamente en el movimiento comparado con el primer modo lateral. En estos casos, la acción dinámica más desfavorable se origina con vibraciones resonantes en el primer modo de vibración compatible con la acción sísmica.



Figura 102.

(http://commons.wikimedia.org/wiki/File:1985_Mexico_Earthquake_-_Pina_Suarez_Apartment_Complex.jpg)

En septiembre de 1985 (Méjico), miles de construcciones mexicanas se derrumbaron porque el sismo tenía una frecuencia que era igual a las frecuencias de oscilación de los edificios. Entraron en resonancia y no contaban con mecanismos para amortiguar vibraciones (figura 102).

Factores de diseño en la cimentación:

- Transmisión del corte basal de estructura al suelo.
- Provisión para los momentos volcantes.
- Posibilidad de los movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación.
- Licuefacción de suelos.

Se ha observado un mayor daño en estructuras flexibles cuando las condiciones de suelo locales correspondían a suelo blando y una mayor concentración de daño en estructuras rígidas en condiciones de suelo firme. Por esto se recomienda utilizar estructuras flexibles en suelo firme y estructuras rígidas en suelo blando.

Las condiciones de suelo globales también son importantes pues determinan el contenido de frecuencias del terremoto.

Cuanto menos duros sean los terrenos de cimentación, mayor será la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación, el cual afecta desde la determinación del periodo de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas entre placas y pórticos y la distribución de esfuerzos en altura hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales.

Según la norma, las zapatas deben estar arriostradas en las dos direcciones. Estas riostras o vigas centradoras tienen que ser capaces de aguantar un axil dado por la norma. En zonas poco sísmicas puede hacerse una solera de hormigón para el atado.

5.9. COMPATIBILIDAD ENTRE LOS DIFERENTES SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Una estructura está generalmente constituida por distintos sistemas estructurales como los pórticos, muros de corte, muros de albañilería... La compatibilidad entre todos los elementos es fundamental para asegurar el éxito de la estructura existente.

Los pórticos interiores y los muros están conectados por medio de un diafragma rígido formado por la losa del techo y al analizar esta estructura las deformaciones de ambos sistemas estructurales deben ser compatibles. Si estas estructuras se diseñan empleando dos sistemas estructurales distintos (uno para cargas verticales, formado por pórticos y otro, perimétrico, para cargas laterales formado por muros de corte), sin considerar su interacción, lo más probable es que el conjunto falle.

El forjado debe proyectarse en zona sísmica. Si al calcular las fuerzas sísmicas se supone que la estructura vibra como un sistema en el que todos los puntos de la planta a la misma altura tienen el mismo desplazamiento, velocidad y aceleración, si el edificio es de gran longitud, este no responde como una unidad ya que la propagación de las ondas sísmicas no es instantánea y su velocidad de propagación depende de la naturaleza del terreno y de las características de la estructura.

La cimentación del edificio a lo largo de su longitud vibra asincrónicamente con diferentes aceleraciones, provocando esfuerzos longitudinales de tracción, compresión y desplazamientos longitudinales. La redistribución de los esfuerzos sísmicos queda confiada al forjado, el cual debe tener una rigidez suficiente para redistribuir la carga horizontal originada por el sismo.

5.10. SEPARAR ADECUADAMENTE LOS EDIFICIOS ADYACENTES PARA EVITAR IMPACTOS.

Otro factor importante de daño observado es el impacto de edificaciones colindantes (figura 103). Este impacto se origina debido a la insuficiente separación de los edificios y puede originar una respuesta muy difícil de predecir.

Algunas soluciones a este problema son:

- Diseñar una estructura más rígida.
- Separar más los edificios.
- Emplear mecanismos de disipación de energía entre ambos edificios.

También debemos dejar juntas sísmicas entre edificios que impidan su choque debido al movimiento generado por la excitación sísmica. En ocasiones, la existencia de edificios contiguos con diferentes alturas puede dar lugar a la paradoja de que el golpeo del edificio de menor altura al de mayor altura hace que colapse este último.



Figura .103 Ejemplo de choque entre edificios en el sismo de Lorca.

5.11. INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Este criterio es importante para entender los movimientos que se producen y saber cómo reaccionan los edificios.

Fuerzas de inercia: es la propiedad de un cuerpo a permanecer en un estado de reposo hasta que se le aplique una fuerza, un sistema tiene más inercia cuando resulta más difícil lograr un cambio en su estado.

El movimiento del suelo se transmite al edificio

generando fuerzas de inercia.

La distribución irregular de masas entre pisos puede hacer colapsar a un edificio.

Cuando una edificación entra en movimiento sísmico conserva su estado de movimiento inercial. Un incremento de masa produce un aumento de las fuerzas horizontales a ser resistidas. El incremento de masa origina un mayor momento, la carga vertical es la que casi siempre hace que un edificio colapse hacia abajo y no hacia adelante (figura 104).

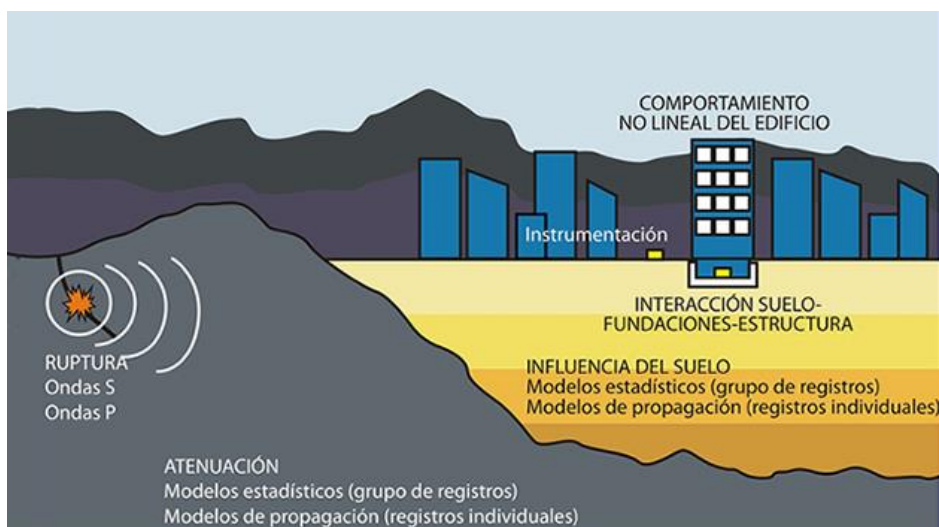


Figura 104. (www.jeoprobe.com/servicio_asesorias.html)

Para un mismo período de vibración de la estructura, los suelos de cimentación más competentes definen un coeficiente de interacción suelo-estructura menor y por consiguiente las fuerzas sísmicas que actúen sobre la estructura también son menores.

5.12. ESCALA.

Las solicitaciones sísmicas son función del tamaño del edificio. Las cargas que actúan sobre una vivienda pequeña son resistidas por la estructura de la misma sin grandes inconvenientes, pero las cargas proporcionales en un edificio generan esfuerzos que no son directamente proporcionales, sino superiores. Las fuerzas de inercia, que originan las solicitaciones sísmicas son más elevadas mientras más masa tiene el edificio.

El problema de la escala se visualiza analizando el comportamiento de un péndulo. Sin conocer las dimensiones absolutas del péndulo es imposible calcular el periodo de oscilación del mismo. Si el péndulo es una bolilla con un hilo de unos centímetros de longitud el péndulo oscilará de un extremo a otro en menos de un segundo, en cambio si el péndulo es una bola de demolición con una soga de 20 metros, se visualiza un periodo de oscilación de mas de un segundo.

El ejemplo del péndulo debe hacernos reflexionar que establecer analogías entre edificios similares, pero con diferentes números de pisos puede conducir a errores graves en el diseño de la estructura.

5.13. PLANTA LIBRE.

Este nombre se usa generalmente para describir un edificio cuya planta baja es más débil que las plantas superiores. Pero puede presentarse el caso de piso flexible en cualquier nivel. En general, como las mayores solicitaciones se presentan en planta baja, una variación brusca de rigidez entre planta baja y el piso siguiente produce una variación de esfuerzo que exige previsiones especiales en el diseño de la estructura.

Existe piso flexible cuando hay una gran discontinuidad en la rigidez y la resistencia en los elementos verticales de la estructura en un nivel y los de los otros pisos. En la mayoría de los casos esta discontinuidad se produce debido a que un piso,

generalmente la planta baja, es más alto que el resto de los pisos. También puede haber discontinuidad por un tipo de diseño muy frecuente, en el cual no todas las columnas descargan en el terreno, algunas columnas se interrumpen en pisos superiores. En estos casos, las cargas no son conducidas directamente al suelo y hay un cambio brusco de rigidez y resistencia.

Otro caso de piso flexible muy frecuente, pero menos evidente, es el de planta baja libre y pisos superiores con cargas elevadas o muy rígidos. En estos casos, si los vanos se han rellenado con mampostería la estructura funciona como si en los pisos superiores existieran tabiques transmitiendo los cortes a una estructura de columnas.

5.14. NCSE-02.

Para evitar los efectos de los terremotos en las construcciones en general, edificación u obra civil en España existe normativa sismorresistentes desde 1.974, periódicamente se ha ido renovando, su última actualización es del año 2.002. El ámbito de actuación de la norma es de aplicación al proyecto, construcción y conservación de edificaciones de nueva planta. En los casos de reforma o rehabilitación se tendrá en cuenta esta Norma, a fin de que los niveles de seguridad de los elementos afectados sean superiores a los que poseían en su concepción original.

Establece un mapa de peligrosidad sísmica en España (figura 105). En este mapa se nos indica las zonas con posibilidad de tener un terremoto y la aceleración que tendría el mismo, la zona con mayor aceleración básica es Granada, seguida de Alicante-Murcia. Pero en general puede decirse que toda la parte Sur Mediterránea es susceptible de sufrir terremotos importantes. Granada capital posee una aceleración sísmica básica de 0,24g, Lorca 0,12g y por ejemplo, Barcelona tiene 0,04g en el límite de aplicación de la norma. A su vez, dicha norma clasifica las edificaciones en tres tipos, de

importancia moderada, normal y especial, dependiendo de la probabilidad de que la destrucción del edificio pueda producir la pérdida de vidas humanas y la interrupción de servicios básicos.

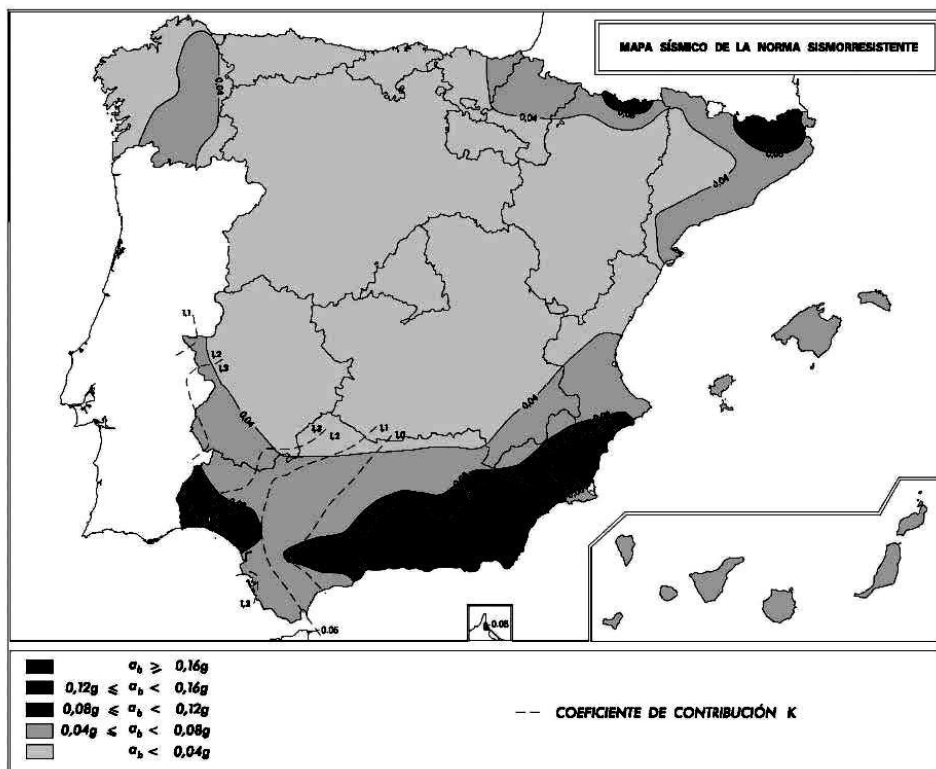


Figura 105. Mapa de peligrosidad sísmica en España establecido por la norma NCSE-02.

5.15. AISLADORES Y DISIPADORES DE ENERGÍA.

Sistemas de Protección Sísmica.

A pesar de que su inclusión en el diseño de la estructura representa un gasto adicional, destacados ingenieros consideran que se trata de una inversión altamente rentable que garantiza no

sólo una reducción sustancial de posibles daños a la estructura y al contenido del edificio sino también a las personas que lo habitan.

La forma como ha sido concebido el diseño de las estructuras de las edificaciones resulta primordial para mantener a salvo a millones de personas. Las construcciones con más de 40 años de antigüedad, por ejemplo, no contemplaron ningún tipo de norma de prevención sísmica, lo que las hace más vulnerables ante un movimiento sísmico.

No podemos evitar la ocurrencia de un sismo de gran magnitud pero contamos con las herramientas técnicas suficientes para reducir considerablemente los daños que pueda causar un terremoto. Los dispositivos de protección sísmica más usados en el extranjero y que se encuentran en etapa de introducción en nuestro país son los aisladores sísmicos y los disipadores de energía.

Aisladores sísmicos

Estos dispositivos aíslan al edificio de toda la energía que el suelo introduce por causa de un evento sísmico. El aislador sísmico desacopla la estructura del suelo y hace que la aceleración sísmica no pase y si lo hace, que esto ocurra en una proporción mínima. Entonces la estructura se comporta como un bloque rígido que se mueve sobre los aisladores en desplazamientos relativamente pequeños.

Por lo tanto, ya no hay desplazamiento entre piso a piso que es lo que provoca daños en la edificación. En los edificios de construcción convencional, que están fijados a tierra, se amplifica la aceleración sísmica en las partes altas, en cambio una edificación que está sobre aisladores se mueve como un bloque, se estabiliza y la amplificación sísmica es menor (figura 106).

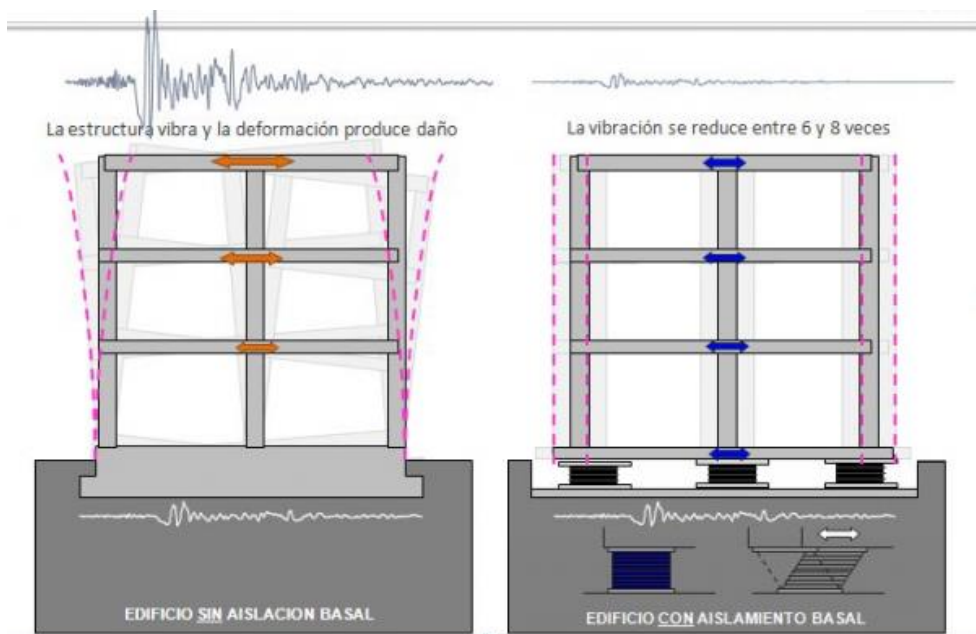


Figura 106. Diferentes formas de vibración con estructura sin aisladores sísmicos y con aisladores sísmicos (derecha).

(<https://www.google.es/search?hl=en&site=i>)

Clases de aisladores

Existen diferentes tipos de aisladores sísmicos dependiendo de las condiciones a las que estará sometido. Estos son dispositivos que consisten en un conjunto de láminas de caucho natural de alto amortiguamiento y láminas de acero, colocadas alternadamente y adheridas entre sí, para formar un dispositivo con una gran flexibilidad horizontal y una gran rigidez vertical (figura 107).

La flexibilidad horizontal del aislador permite acomodar la deformación del suelo de fundación durante un sismo, a través de una deformación de corte, evitando la transferencia del

movimiento del suelo hacia la estructura. Los aisladores tienen en algunos casos núcleo de plomo, el cual permite aumentar el porcentaje de amortiguamiento.

Cabe resaltar que no necesitan mantenimiento, además vienen con unas placas metálicas intermedias que aportan una gran rigidez vertical que les permite soportar el peso de la estructura sin sufrir ningún tipo de deformación axial.



Figura 107. Aislador sísmico.

(<https://www.google.es/search?hl=en&site=>)

El riesgo más grande del aislador por ser de neopreno es el incendio, pero al estar entre el edificio y el suelo es muy difícil que ocurra eso. Proteger a los aisladores del fuego representa el único cuidado a tener para mantener estos dispositivos funcionando en óptimas condiciones. Su vida útil promedio es de 50 años.

Fácil instalación

Los aisladores se suelen colocar debajo de la zapata. En el caso de los edificios, los aisladores sísmicos deben poseer una doble cimentación: la tradicional con las columnas y muros de

hormigón que van hacia arriba, debajo de las cuales se colocan estos aisladores que son los dispositivos hechos de caucho o algunos de fricción y debajo otra zapata. El aislador, ubicado entre zapatas tiene la capacidad de deformarse sin transmitir la energía sísmica. Entonces el suelo no logra introducir ese movimiento de manera fuerte a la construcción.

Disipadores de energía

Un disipador tiene como función principal absorber la energía sísmica que ha ingresado al edificio. Cuando se tiene un sismo muy severo, la fuerza con la que la naturaleza empuja de manera horizontal a cualquier elemento es aproximadamente igual al propio peso. Gran cantidad de la energía se disipa en parte por la fisuración de los elementos o también cuando se tienen alguno que se ha colocado para absorber o eliminar esas fuerzas; es así que las edificaciones de hormigón armado atenúan una gran cantidad de energía por la fisuración, sin embargo hay una forma de disipar sin provocar daños.

El disipador es para edificios flexibles que se van a mover bastante, por encima de los 10 pisos, controlando su desplazamiento entre un nivel inferior y otro superior mediante unas diagonales y dentro de unos amortiguadores que van a absorber la energía sísmica. Se usan diagonales metálicas por lo general, y en los extremos de éstas se suele insertar y colocar un disipador: absorberá la energía y provocará que el edificio se mueva menos, causando pocos daños en la parte interior. Los disipadores son unos dispositivos que se colocan en la estructura y que tienen por misión oponerse al movimiento del sismo y generar fuerzas contrarias a la fuerza del mismo. Con esto se logra el aumento del amortiguamiento pues se reducen las fuerzas sísmicas y los desplazamientos.

Los disipadores tienen la particularidad de que no oponen resistencia al movimiento de la construcción sino que tratan de absorber la energía a través del movimiento que el edificio tiende a tener, pero los esfuerzos máximos que se producen son cuando el edificio está quieto. Sin embargo, en la máxima deformación de la edificación, estos elementos trabajan en su mínimo esfuerzo. Por esto, durante sismos severos es muy conveniente porque un edificio siente la reacción de un disipador más fuerte cuando no está deformado, y cuando esto ocurre, tienden a lograr un equilibrio bastante compensando.

Tipos de disipadores

Hay una amplia gama de disipadores de energía que pueden ser aplicados en la prevención de sismos. Hay dos clases: uno de líquidos viscosos y otra de elementos a fricción o fluencia (metálicos). Estos últimos rigidizan más al edificio y llaman más fuerza sísmica; el efecto no es tan beneficioso como ocurre con los de líquido viscoso que no aumentan la rigidez del edificio. El disipador metálico tiene sus aplicaciones pero es un elemento que requiere ser cambiado después de un evento sísmico. Son productos de acero que tienen menos capacidad o resistencia y son los primeros que una vez que pasa el rango elástico entran en fluencia; por ello hay que reemplazarlos luego de ocurrido el evento.

Los disipadores viscosos representan una enorme ventaja, no necesitan ser cambiados después de un terremoto severo, incluso pueden soportar otro de mayor magnitud. A diferencia de los disipadores metálicos, no sufren deformaciones permanentes por lo que si ya trabajaron intensamente durante un sismo no requieren ser reemplazados y, por tanto, no hay lapsos

en que la estructura esté desprotegida.

Las diagonales se colocan justo en la intersección entre la columna y la viga del piso inferior y salen hacia el nudo opuesto, desplazado hacia la unión de otra viga y columna. Cuando los edificios comienzan a moverse, el amortiguador se estira o encoge. Esta diagonal no hace frente al movimiento como un puntal, sino que tiene la capacidad de deformarse absorbiendo mucha energía.



Figura 108. Aplicación de disipador elastomérico.

(<https://www.google.es/search?hl=>)

6. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE.

INTRODUCCIÓN CYPECAD:

CYPECAD es un programa de cálculo de estructuras desarrollado por CYPE ingenieros S.A.

La primera versión del programa data de 1983, bajo entorno MS-DOS y en modo texto. La primera versión para Windows aparece en 1997. Existen continuas versiones de mejora y actualización del programa, cuyo número de versión coincide con el año de comercialización del producto.

Aunque existen otros programas similares en el mercado que también gozan de gran popularidad, el Programa CYPECAD es uno de los pocos programas de cálculo de estructuras por ordenador desarrollados en España con un largo historial.

Existe un elevado número de aplicaciones adjuntas al programa, que cubren las funciones típicas del diseño de edificios y obra civil, tales como generadores de precios, de presupuestos (programa Arquímedes), programas de ayuda para el cumplimiento de la normativa, cálculo de instalaciones, etc. Pero la función principal del programa CYPECAD es el cálculo de estructuras de hormigón armado mediante método matricial.

El programa es capaz de proponer una tabla de armado para las piezas que puede ser editado por el calculista, así como de exportar a planos los resultados. También es capaz de importar estructuras en formato DWG o DXF.

Dicho programa está especialmente adaptado para las estructuras de nudos y barras, que conforman las estructuras típicas en edificación, siendo más adecuados para estructuras singulares o de obra civil tales como puentes, los programas de cálculo por elementos finitos.

DESCRIPCIÓN EJEMPLO PRÁCTICO CÁLCULO

SISMORRESISTENTE:

Se trata de una estructura de importancia normal y está resuelta con pórticos de nudos rígidos de hormigón armado. La estructura se quiere proyectar de forma que tenga ductilidad alta ($\mu=3$) en ambas direcciones. Se desea realizar el cálculo sísmico de la misma par el terremoto actuando en la dirección positiva del eje global X, aplicando el método simplificado de la NCSE-02. La rigidez lateral de cada pilar en cada planta y en cada dirección, K_x y K_y , los cortantes totales debidos al sismo en cada planta i , V_{max} , y la rigidez torsional de la planta baja K_{pb} , son datos que se dan más abajo. Se pide estimar por métodos aproximados las envolventes de momentos flectores y de cortantes de la viga P4-P5 situada a +4.25m, para la combinación de cargas: $(1.0 \times \text{carga permanente}) + (0.8 \times \text{sobrecarga}) + (1.0 \times \text{sismo})$, indicando los valores máximos en extremos.

Para los efectos de torsión se deberá emplear la formulación general que tiene en cuenta la rigidez torsional de cada planta, y añadir a las excentricidades reales unas excentricidades adicionales de 0.60m en el sentido más desfavorable para los elementos estructurales indicados.

$$[V_{max}] = [204 \ 560 \ 850]$$

$$K_{pb} = 2657140 \text{ KNm/rad}$$

$$A_b = 0.23g$$

$$K = 1$$

$$C = 2$$

$$\text{Amortiguamiento} = 4\%$$

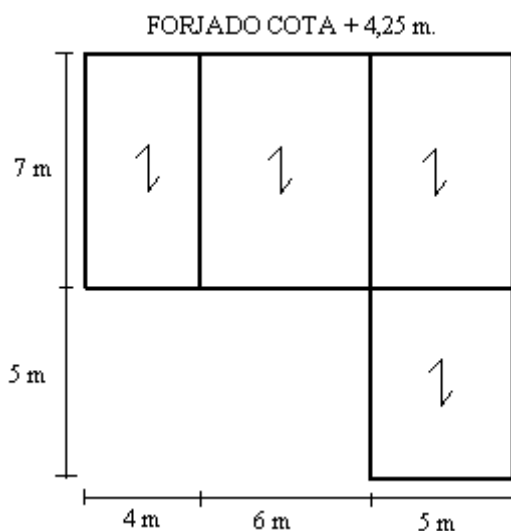
Peso propio forjado = 3.7 KN/m^2 ; peso propio pavimento y falso techo = 1.5 KN/m^2

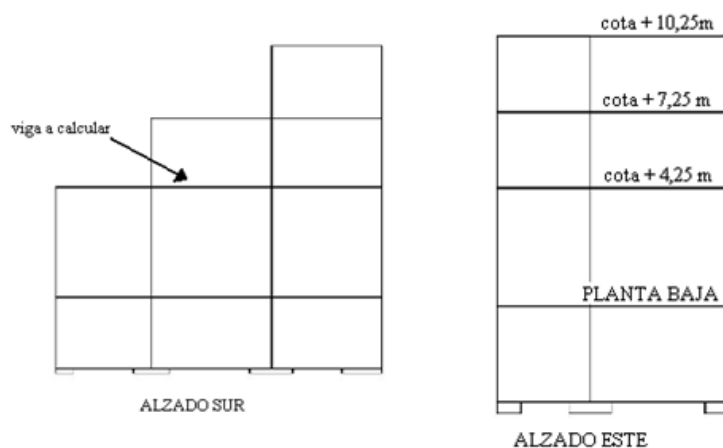
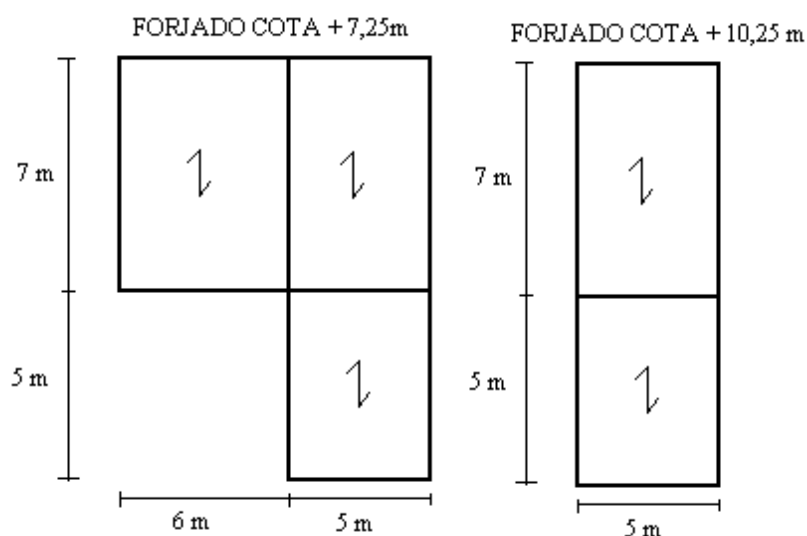
Peso propio cubierta = 1.5 KN/m^2 ; sobrecarga de uso (incluida tabiquería) = 3 KN/m^2 ;

Sobrecarga de uso cubierta = 2 KN/m^2 ; densidad hormigón armado 25 KN/m^3 ;

Peso propio cerramiento exterior = 8 KN/m^2 ; Peso p.peto cubierta 2.5 KN/m^2 .

(Dimensiones vigas = $0.35 \times 0.50 \text{ m}$)





CÁLCULO MEDIANTE CYPECAD:

En primer lugar, dibujaremos las plantas del problema en AUTOCAD y una vez hechas, las importaremos a CYPE para proceder a realizar su cálculo.

Al tratarse de una edificación situada en zona sismorresistente (Granada, ductilidad alta), tendremos que tenerlo en cuenta a la hora de introducir los datos del proyecto para que CYPE aplique la normativa correspondiente (NCSE-02), (figura 109).

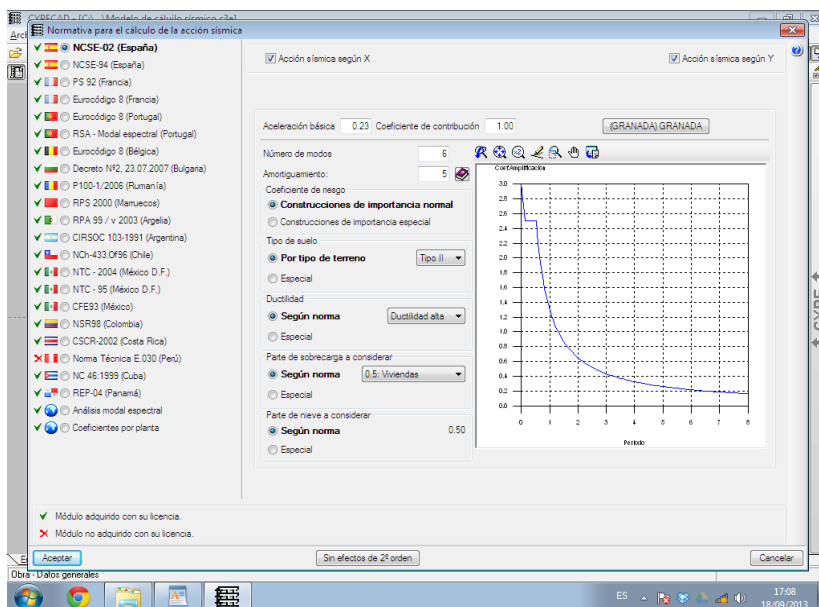


Figura 109.

Ahora procederemos a introducir los datos generales del proyecto, como por ejemplo, los tipos de materiales, especificando el hormigón de cada elemento estructural y el tipo de acero, todos los datos corresponden con el CTE y la EHE-08 (figura 110).

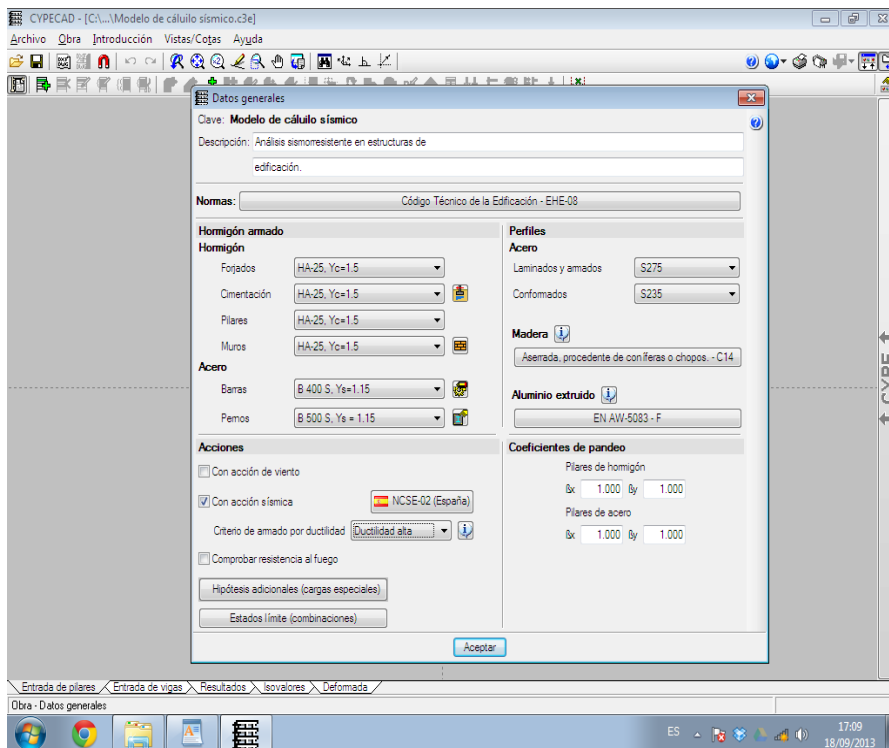


Figura 110.

Una vez que tenemos introducidos todos los datos generales del proyecto, importaremos las plantas. En cada planta indicaremos la cota a la que se encuentra. Después, tenemos que asignar los pilares que hay en cada planta, indicar su altura y sus dimensiones. Cuando ya tenemos los pilares asignados, procedemos a introducir las vigas, también indicando todas sus características y dimensiones. También, elegiremos el tipo de forjado que vamos a tener en nuestro ejemplo y sus características. Por último, introduciremos el tipo de cimentación, en este caso hemos elegido zapatas y correas de atado en todas las direcciones ya que nuestro ejemplo está situado en una zona con alto riesgo sísmico.

Realizados los pasos anteriores, ya hemos terminado de describir nuestro ejemplo de cálculo. Ahora, vamos a realizar el cálculo de la misma.

Cype es un programa que da todo tipo de información sobre el proyecto descrito, en este caso hemos escogido la información referente al análisis sismorresistente y los planos de dimensionamiento (documentos adjuntos al final del capítulo).

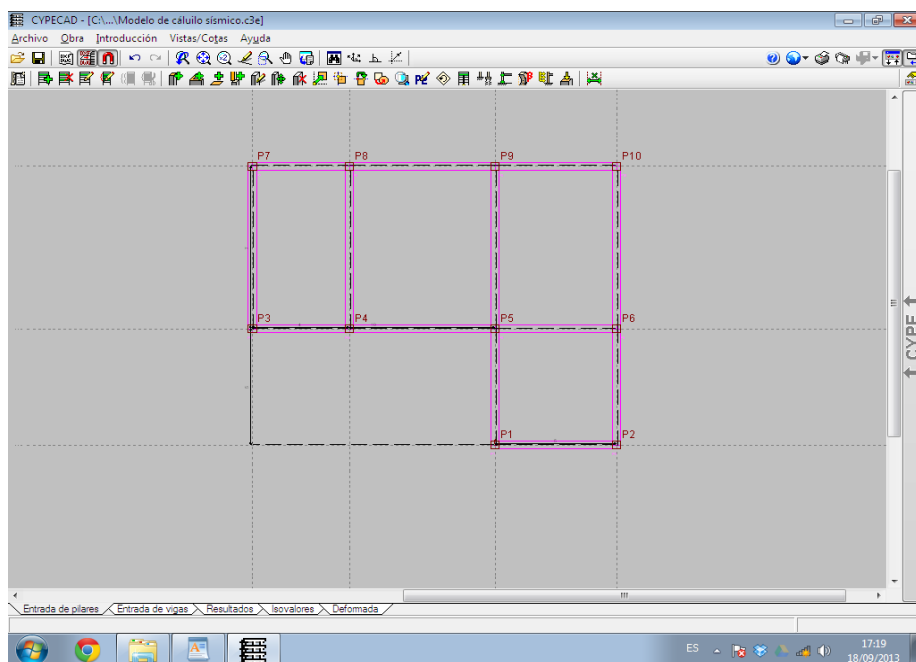


Figura 111. Planta baja del ejemplo de cálculo. Pilares y vigas asignados.

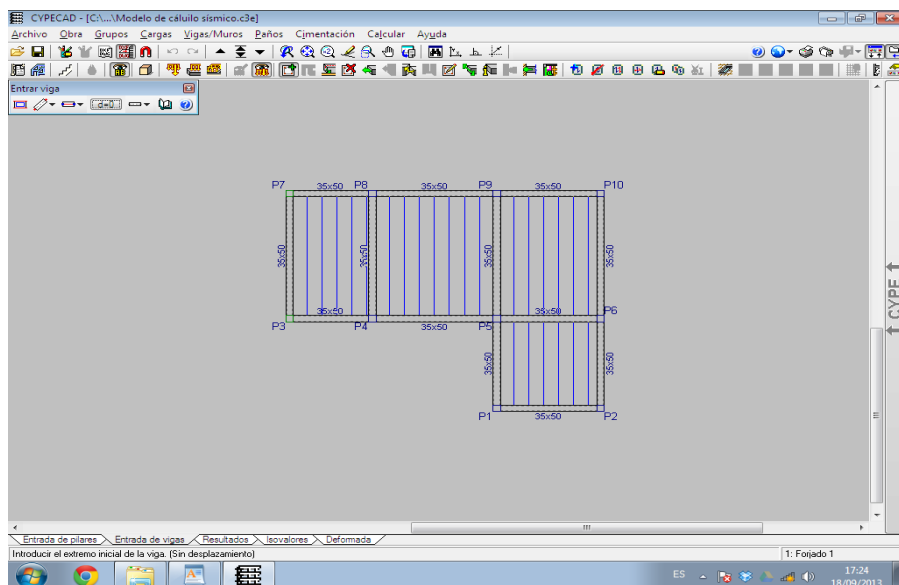


Figura 112. Planta baja del ejemplo de cálculo. Paños asignados (forjado).

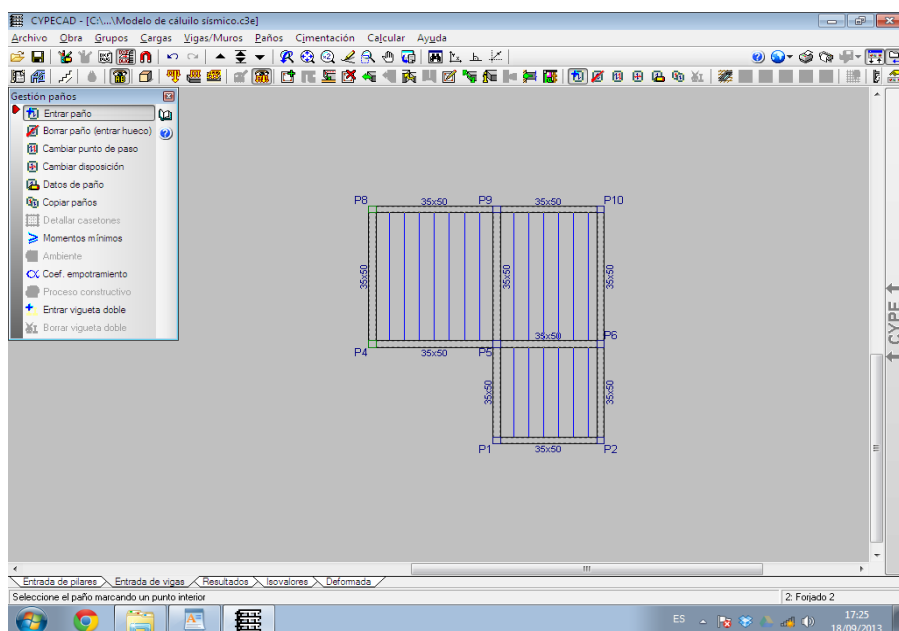


Figura 113. Planta 1 del ejemplo de cálculo. Paños asignados (forjado).

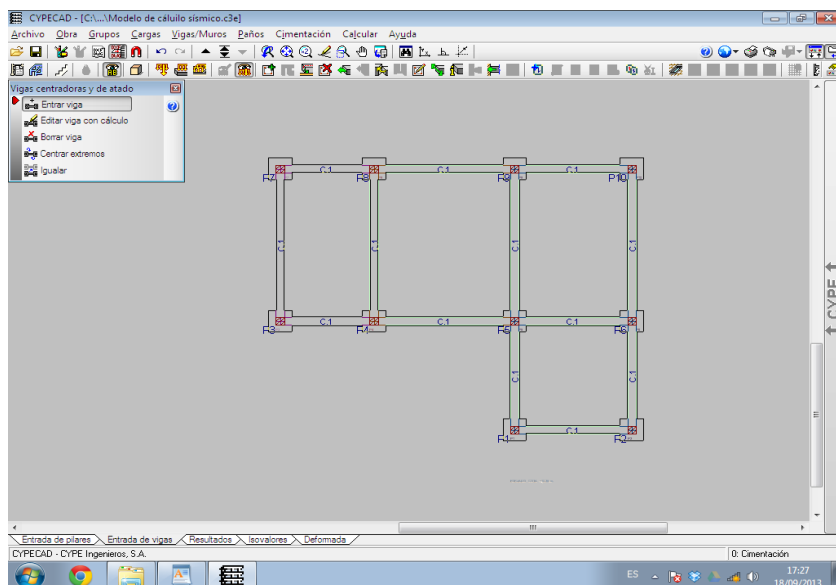


Figura 114. Planta baja del ejemplo de cálculo. Cimentación (zapatas y correas de atado).

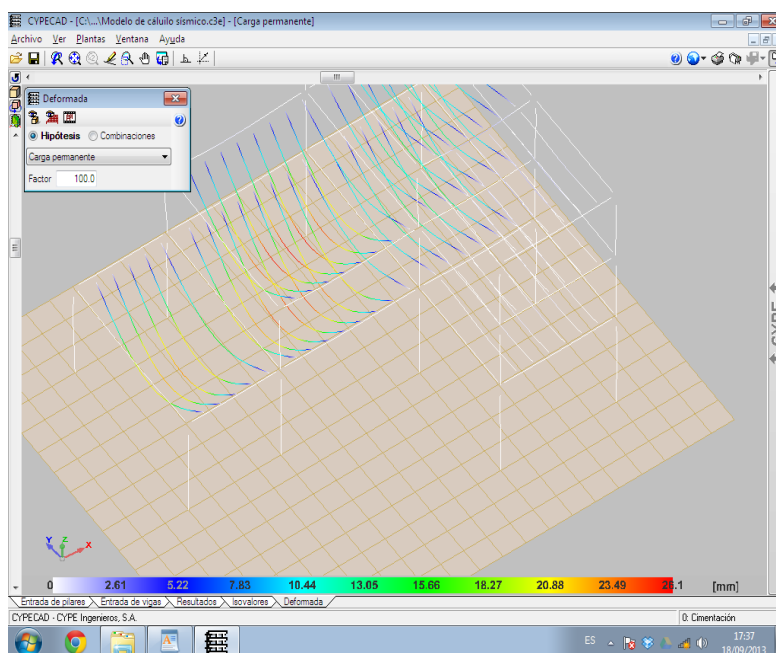


Figura 115. Diagrama de esfuerzos obtenido con CYPE.

Una vez realizado el cálculo mediante cypecad, vamos a proceder a realizar el análisis numérico.

A) CARGAS GRAVITATORIAS

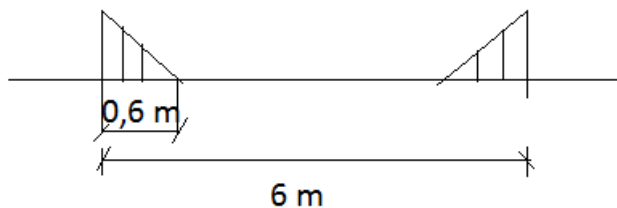
$$q = [(3.7 + 1.5) \times 7/2 + 8 + (0.35 \times 0.5 \times 25)] \times 1 + [3 \times 7/2] \times 0.8 = 38.975 \text{ KN/m}$$

$$V_{cortantes} (x = 6) = \frac{38.975 \times 6}{2} = 116,93 \text{ KN}$$

$$V_{cortantes} (x = 4,8) = \frac{38.975 \times 4,8}{2} = 93,54 \text{ KN}$$

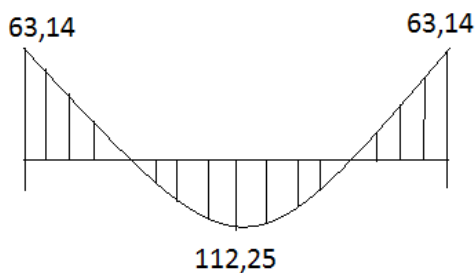
$$M_{flectores} (x = 4,8) = \frac{38.975 \times 4,8^2}{8} = 122,25 \text{ KN.m}$$

Para calcular el momento flector en (x=6), dividimos la longitud total (6 m) en 10 partes y obtenemos cada una de las porciones en que tenemos que calcular el momento.

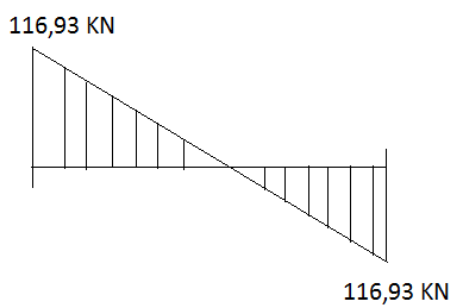


$$116,93 \text{ KN} \times 0,6 \text{ m} = 70,16 \text{ KN.m} - 7 = 63,14 \text{ KN.m}$$

MOMENTOS:



CORTANTES:



B) CARGAS SÍSMICAS

Necesito conocer los cortantes en la dirección del pórtico debidos al sismo, en los pilares conectados a la viga en cuestión.

PLANTA 1 = $3/2 = 1,5$ m.

PLANTA BAJA = $4,25/2 = 2,125$ m.

Calculo los cortantes en los pilares P4 y P5 de la planta 1:

- Cortantes sin tener en cuenta la torsión, según la dirección X:

$$V_{xP4} = 560 \frac{7146}{(7146 \times 6) + (14292 \times 2)} = 56 \text{ KN}$$

$$V_{xP5} = 560 \frac{14292}{(7146 \times 6) + (14292 \times 2)} = 112 \text{ KN}$$

- Cortantes adicionales debidos a la torsión:

Para conocer estos en primer lugar tenemos que calcular el CT de la planta 1:

$$X_{CT1} = \frac{(11812 \times 2) \times 4 + (11812 \times 2 + 23625) \times 10 + (11812 \times 2 + 23625) \times 15}{(11812 \times 6) + (23625 \times 2)} = 10,8 \text{ m.}$$

$$Y_{CT1} = \frac{(7146 \times 2 + 14232) \times 12 + (7146 \times 2 + 14292) \times 5}{(7146 \times 6) + (14292 \times 2)} = 6,8 \text{ m.}$$

Calculo $K_t \cdot P1 = 3.482.471 \text{ KN.m/rad.}$

Calculo el M_t actuante en planta 1 (el más desfavorable para la viga en cuestión)

$$V1 = 204 \text{ KN} \quad V1_{\text{equivalente}} = 204 \text{ KN}$$

$$V2 = 560 \text{ KN} \quad V2_{\text{equivalente}} = 356 \text{ KN}$$

$$V3 = 850 \text{ KN} \quad V3_{\text{equivalente}} = 290 \text{ KN}$$

TECHO P1:

$$X_{CG,F2} = \frac{(5 \times 12) \times 12,5 + (6 \times 7) \times 7}{(5 \times 12) + (6 \times 7)} = 10,23m.$$

$$Y_{CG,F2} = \frac{(5 \times 12) \times 6 + (6 \times 7) \times 8,5}{(5 \times 12) + (6 \times 7)} = 7,03m.$$

Necesito torsos más desfavorable para pilares P4 y P5 en planta 1:

$$NT1 = (356 \times 0,37) + (204 \times 1,4) = 417,32 \text{ KN.m}$$

$$0,37 = 0,23 \times 0,6$$

$$1,4 = 0,8 + 0,6$$

$$|\Delta V_{xP4}| = |K_x \cdot \Theta \cdot dy| = 7146 \times \frac{417,32}{3482471} \times 1,8 = 1,54 \text{ KN}$$

$$|\Delta V_{xP5}| = |K_x \cdot \Theta \cdot dy| = 14292 \times \frac{417,32}{3482471} \times 1,8 = 3,08 \text{ KN}$$

Cortantes totales en pilares P4 y P5 de plana 1 en la dirección X:

$$V_{xP4} \text{ total} = 56 + 1,54 = \mathbf{57,54 \text{ KN}}$$

$$V_{xP5} \text{ total} = 112 + 3,08 = \mathbf{115,08 \text{ KN}}$$

Calculo los cortantes en los pilares P4 y P5 de la planta baja:

- Cortantes sin tener en cuenta la torsión, según la dirección X:

$$V_{xP4} = 850 \frac{5000}{(2500 \times 8) + (5000 \times 4)} = 121,43 \text{ KN}$$

$$V_{xP5} = 850 \frac{5000}{(2500 \times 8) + (5000 \times 4)} = 121,43 \text{ KN}$$

- Cortantes adicionales debidos a la torsión:

Para conocer estos en primer lugar tenemos que calcular el CT de la planta baja:

$$X_{CT \text{ baja}} = \frac{(5500 \times 2) \times 4 + (5500 \times 2 + 11000) \times 10 + (5500 \times 2 + 11000) \times 15}{(5500 \times 8) + (11000 \times 2)} = 9 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} Y_{CT \text{ baja}} &= \frac{(2500 \times 2 + 5000 \times 2) \times 12 + (2500 \times 2 + 5000 \times 2) \times 5}{(2500 \times 6) + (5000 \times 4)} \\ &= 7,29 \text{ m.} \end{aligned}$$

La $K_t\text{-PB} = 2.657.140 \text{ KN.m/rad.}$

Calculo el M_t actuante en planta baja:

TECHO P.BAJA:

$$X_{CG, F3} = \frac{(5 \times 12) \times 12,5 + (10 \times 7) \times 5}{(5 \times 12) + (10 \times 7)} = 8,46 \text{ m.}$$

$$Y_{CG, F3} = \frac{(5 \times 12) \times 6 + (10 \times 7) \times 8,5}{(5 \times 12) + (10 \times 7)} = 7,35 \text{ m.}$$

Momento más desfavorable para pilares P4 y P5 en planta baja:

$$M_{t-PB} = (0,6-0,06) \times 290 + (0,26+0,6) \times 356 + (1,29+0,6) \times 204 = 848,32 \text{ KN.m/rad}$$

$$F_3 = 290$$

$$F_2 = 356$$

$$F_1 = 204$$

$$|\Delta V_{xP4}| = |K_x \cdot \Theta \cdot d_y| = 5000 \times \frac{848,32}{2657140} \times 2,29 = 3,63 \text{ KN}$$

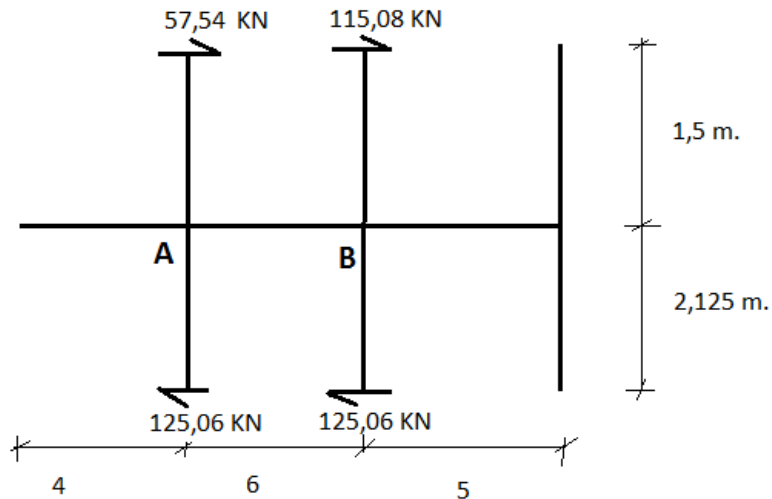
$$|\Delta V_{xP5}| = |K_x \cdot \Theta \cdot d_y| = 5000 \times \frac{848,32}{2657140} \times 2,29 = 3,63 \text{ KN}$$

Cortantes totales en pilares P4 y P5 de planta baja en la dirección X:

$$V_{xP4} \text{ total} = 121,43 + 3,63 = \mathbf{125,06 \text{ KN}}$$

$$V_{xP5} \text{ total} = 121,43 + 3,63 = \mathbf{125,06 \text{ KN}}$$

Estimamos las solicitaciones debidas al sismo: (La inercia de la viga es constante)



Nudo A $\rightarrow 57,54 \times 1,5 = 86,31 \text{ KN.m}$

$$125,06 \times 2,125 = 265,75 \text{ KN.m}$$

$$MD = (86,31 + 265,75) \times \frac{\frac{I}{6}}{\frac{I}{4} + \frac{I}{6}} = \mathbf{140,82 \text{ KN.m}}$$

Nudo B $115,08 \times 1,5 = 172,62 \text{ KN.m}$

$$125,06 \times 2,125 = 265,75 \text{ KN.m}$$

$$MI = (172,62 + 265,75) \times \frac{\frac{I}{6}}{\frac{I}{6} + \frac{I}{5}} = \mathbf{199,26 \text{ KN.m}}$$

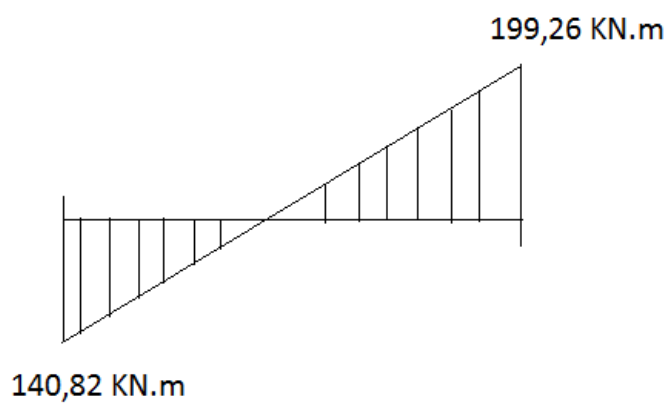


Figura. Diagrama de momentos.

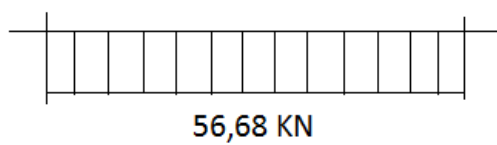
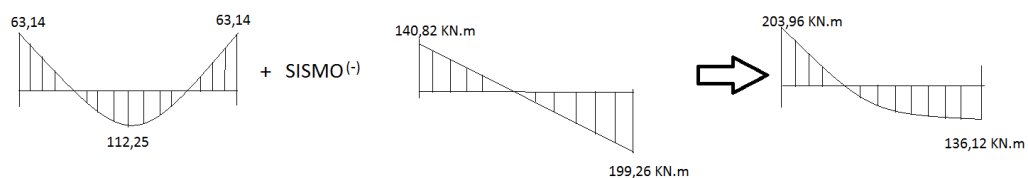
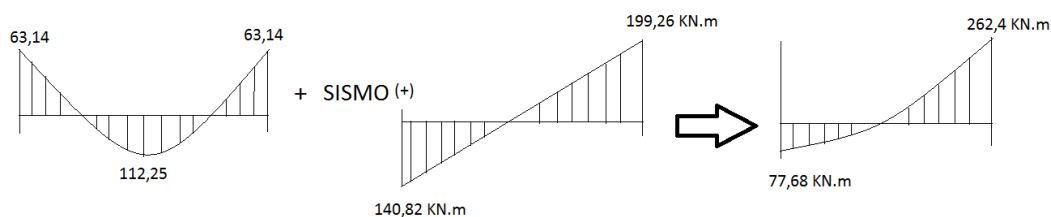


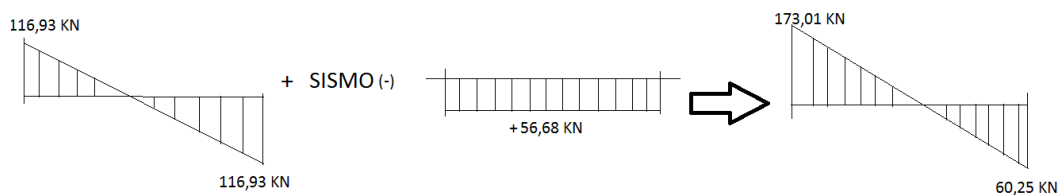
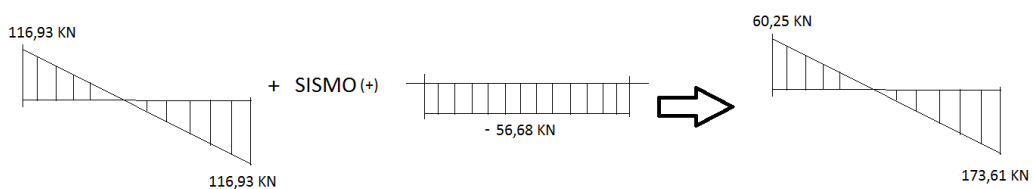
Figura. Diagrama de cortantes.

C) COMBINACIÓN DE CARGAS GRAVITATORIAS Y SÍSMICAS.

MOMENTOS:



CORTANTES:



CONCLUSIÓN:

El dimensionamiento de la estructura se ha realizado mediante el programa de cálculo de estructuras Cypecad y el análisis numérico de la viga seleccionada (entre P4 y P5). En el análisis numérico nos da mayores momentos flectores ya que no hemos tenido en cuenta la ductilidad de la estructura. Sin embargo, el programa Cypecad, nos da la opción de introducir un factor de ductilidad material.

Al tratarse de una estructura situada en zona sismorresistente, observamos que el dimensionamiento obtenido mediante Cypecad corresponde con lo establecido en la NCSE-02, es decir, aumentando el número de cercos en las uniones viga-pilar.

1.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA.....	2
2.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.....	2
3.- NORMAS CONSIDERADAS.....	2
4.- ACCIONES CONSIDERADAS.....	2
4.1.- Gravitatorias.....	2
4.2.- Viento.....	2
4.3.- Sismo	2
4.4.- Hipótesis de carga.....	3
5.- ESTADOS LÍMITE.....	3
6.- SITUACIONES DE PROYECTO.....	3
6.1.- Coeficientes parciales de seguridad (g) y coeficientes de combinación (y)	4
6.2.- Combinaciones.....	5
7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS.....	7
8.- DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS.....	7
8.1.- Pilares.....	7
9.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA.....	7
10.- LISTADO DE PAÑOS.....	8
10.1.- Autorización de uso.....	8
11.- LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN.....	12
12.- MATERIALES UTILIZADOS.....	12
12.1.- Hormigones.....	12
12.2.- Aceros por elemento y posición.....	12
12.2.1.- Aceros en barras.....	12
12.2.2.- Aceros en perfiles.....	12



1.- VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA

Versión: 2010

Número de licencia: 20100

2.- DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: Análisis sismorresistente en estructuras de edificación.

Clave: Modelo de cálculo sísmico

3.- NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: EHE-08-CTE

Aceros conformados: CTE DB-SE A

Aceros laminados y armados: CTE DB-SE A

Forjados de viguetas: EHE-08

4.- ACCIONES CONSIDERADAS

4.1.- Gravitatorias

Planta	S.C.U (kN/m ²)	Cargas muertas (kN/m ²)
Forjado 3	1.5	2.0
Forjado 2	5.2	3.0
Forjado 1	5.2	3.0
Cimentación	0.0	0.0

4.2.- Viento

Sin acción de viento

4.3.- Sismo

Norma de Construcción Sismorresistente NCSE-02

No se realiza análisis de los efectos de 2º orden

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

Provincia: GRANADA Término: GRANADA

Clasificación de la construcción: Construcciones de importancia normal

Aceleración sísmica básica (a_b): 0.230 g, (siendo 'g' la aceleración de la gravedad)

Coeficiente de contribución (K): 1.00

Coeficiente adimensional de riesgo (ρ): 1

Coeficiente según el tipo de terreno (C): 1.30 (Tipo II)

Coeficiente de amplificación del terreno (S): 1.023

Aceleración sísmica de cálculo ($a_c = S \times \rho \times a_b$): 0.235 g

Método de cálculo adoptado: Análisis modal espectral

Amortiguamiento: 5% (respecto del amortiguamiento crítico)

Fracción de la sobrecarga a considerar: 0.50

Número de modos: 6



Coefficiente de comportamiento por ductilidad: 3 (Ductilidad alta)

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Ductilidad alta

4.4.- Hipótesis de carga

Automáticas	Carga permanente Sobrecarga de uso Sismo X Sismo Y
-------------	---

5.- ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones	CTE Categoría de uso: A. Zonas residenciales Cota de nieve: Altitud inferior o igual a 1000 m
Tensiones sobre el terreno Desplazamientos	Acciones características

6.- SITUACIONES DE PROYECTO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias
 - Con coeficientes de combinación

$$- \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$- \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Situaciones sísmicas
 - Con coeficientes de combinación

$$- \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sin coeficientes de combinación

$$- \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_A A_E + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Donde:



- G_k Acción permanente
 Q_k Acción variable
 A_E Acción sísmica
 γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
 $\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
 $\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
 γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
 $\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinación de la acción variable principal
 $\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinación de las acciones variables de acompañamiento

6.1.- Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: EHE-08-CTE

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.350	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.700

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾
Notas: ⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.				

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: EHE-08 / CTE DB-SE C

Persistente o transitoria				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.600	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.600	1.000	0.700

Sísmica				
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)		Coeficientes de combinación (ψ)	
	Favorable	Desfavorable	Principal (ψ_p)	Acompañamiento (ψ_a)
Carga permanente (G)	1.000	1.000	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.300	0.300
Sismo (E)	-1.000	1.000	1.000	0.300 ⁽¹⁾
Notas: ⁽¹⁾ Fracción de las solicitaciones sísmicas a considerar en la dirección ortogonal: Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.				



Tensiones sobre el terreno

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000

Desplazamientos

Acciones variables sin sismo		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

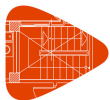
Sísmica		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Sismo (E)	-1.000	1.000

6.2.- Combinaciones

▪ Nombres de las hipótesis

G Carga permanente
Q Sobrecarga de uso
SX Sismo X
SY Sismo Y

▪ E.L.U. de rotura. Hormigón



Comb.	G	Q	SX	SY
1	1.000			
2	1.350			
3	1.000	1.500		
4	1.350	1.500		
5	1.000		-0.300	-1.000
6	1.000	0.300	-0.300	-1.000
7	1.000		0.300	-1.000
8	1.000	0.300	0.300	-1.000
9	1.000		-0.300	1.000
10	1.000	0.300	-0.300	1.000
11	1.000		0.300	1.000
12	1.000	0.300	0.300	1.000
13	1.000		-1.000	-0.300
14	1.000	0.300	-1.000	-0.300
15	1.000		1.000	-0.300
16	1.000	0.300	1.000	-0.300
17	1.000		-1.000	0.300
18	1.000	0.300	-1.000	0.300
19	1.000		1.000	0.300
20	1.000	0.300	1.000	0.300

▪ E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

Comb.	G	Q	SX	SY
1	1.000			
2	1.600			
3	1.000	1.600		
4	1.600	1.600		
5	1.000		-0.300	-1.000
6	1.000	0.300	-0.300	-1.000
7	1.000		0.300	-1.000
8	1.000	0.300	0.300	-1.000
9	1.000		-0.300	1.000
10	1.000	0.300	-0.300	1.000
11	1.000		0.300	1.000
12	1.000	0.300	0.300	1.000
13	1.000		-1.000	-0.300
14	1.000	0.300	-1.000	-0.300
15	1.000		1.000	-0.300
16	1.000	0.300	1.000	-0.300
17	1.000		-1.000	0.300
18	1.000	0.300	-1.000	0.300
19	1.000		1.000	0.300
20	1.000	0.300	1.000	0.300



- Tensiones sobre el terreno
- Desplazamientos

Comb.	G	Q	SX	SY
1	1.000			
2	1.000	1.000		
3	1.000		-1.000	
4	1.000	1.000	-1.000	
5	1.000		1.000	
6	1.000	1.000	1.000	
7	1.000			-1.000
8	1.000	1.000		-1.000
9	1.000			1.000
10	1.000	1.000		1.000

7.- DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
3	Forjado 3	3	Forjado 3	3.00	10.25
2	Forjado 2	2	Forjado 2	3.00	7.25
1	Forjado 1	1	Forjado 1	4.25	4.25
0	Cimentación				0.00

8.- DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS

8.1.- Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Datos de los pilares

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo
P1	(0.00, 0.00)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.10
P2	(5.00, 0.00)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.80
P3	(-10.00, 5.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.10
P4	(-6.00, 5.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.10
P5	(0.00, 5.00)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.05
P6	(5.00, 5.00)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.05
P7	(-10.00, 12.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.80
P8	(-6.00, 12.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.80
P9	(0.00, 12.00)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.10
P10	(5.00, 12.00)	0-3	Con vinculación exterior	0.0	Centro	1.10



9.- DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

Referencia pilar	Planta	Dimensiones	Coefs. empotramiento		Coefs. pandeo	
			Cabeza	Pie	Pandeo x	Pandeo Y
P1,P2,P5,P6,P10	3	0.35x0.35	0.30	1.00	1.00	1.00
	2	0.35x0.35	1.00	1.00	1.00	1.00
	1	0.35x0.35	1.00	1.00	1.00	1.00
P3,P7	1	0.35x0.35	0.30	1.00	1.00	1.00
P4,P8	2	0.35x0.35	0.30	1.00	1.00	1.00
	1	0.35x0.35	1.00	1.00	1.00	1.00
P9	3	0.45x0.45	0.30	1.00	1.00	1.00
	2	0.45x0.45	1.00	1.00	1.00	1.00
	1	0.45x0.45	1.00	1.00	1.00	1.00

10.- LISTADO DE PAÑOS

Tipos de forjados considerados

Nombre	Descripción
ALEMAN SEMIRRESISTENTES, 17+4, Hormigón	FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS Familia: ALEMAN SEMIRRESISTENTES Forjado: 17+4, Hormigón Canto de bovedilla: 17 cm Espesor capa compresión: 4 cm Intereje: 70 cm Hormigón vigueta: HA-25 Gc=1.50 Hormigón obra: HA-25 Gc=1.50 Acero celosía: B 500 S Gs=1.15 Acero montaje: B 500 S Gs=1.15 Acero positivos: B 500 S Gs=1.15 Aceros negativos: B 400 S Gs=1.15 B 500 S Gs=1.15 Peso propio (kN/m ²): 2.6, 2.98

10.1.- Autorización de uso

Ficha de características técnicas del forjado de viguetas armadas:

ALEMAN SEMIRRESISTENTES

Forjado	17+4, Hormigón
Canto de bovedilla	17 cm
Espesor capa compresión	4 cm
Intereje	70 cm
Hormigón vigueta	HA-25 Gc=1.50
Hormigón obra	HA-25 Gc=1.50
Acero celosía	B 500 S Gs=1.15
Acero montaje	B 500 S Gs=1.15
Acero positivos	B 500 S Gs=1.15
Aceros negativos	B 400 S Gs=1.15 B 500 S Gs=1.15
Peso propio (kN/m ²)	2.6, 2.98

Ficha de características técnicas del forjado de viguetas armadas:ALEMAN SEMIRRESISTENTES

Esfuerzos por bandas de 1 m

Forjado 17+4, Hormigón / 70 cm

HA-25 Gc=1.50

Tipo De Vigüeta	Flexión positiva B 500 S Gs=1.15					
	Armado Por Vigüeta	Área cm ² Nervio	Momento		Rigidez	
			Último	Fisura	Total	Fisura
			kN·m/m		m ² ·kN/m	
V1	2Ø6+1Ø6	0.85	10.5	5.9	8170.0	950.0
V2	2Ø6+1Ø8	1.07	13.2	6.0	8290.0	1180.0
V3	2Ø6+1Ø6+1Ø8	1.35	16.7	6.1	8460.0	1470.0
V4	2Ø6+1Ø8+1Ø8	1.57	19.3	6.2	8580.0	1680.0
V5	2Ø6+1Ø8+1Ø10	1.85	22.8	6.4	8740.0	1960.0
V6	2Ø6+1Ø10+1Ø10	2.14	26.2	6.5	8900.0	2230.0
V7	2Ø6+1Ø10+1Ø12	2.48	30.3	6.7	9090.0	2540.0
V8	2Ø6+1Ø12+1Ø12	2.83	34.3	6.9	9270.0	2850.0
V9	2Ø6+1Ø8+2Ø12	3.33	40.1	7.1	9540.0	3290.0
V10	2Ø6+1Ø10+2Ø12	3.61	43.4	7.2	9690.0	3540.0
V11	2Ø6+1Ø12+2Ø12	3.96	47.3	7.4	9870.0	3820.0
V12	2Ø6+1Ø16+1Ø16	4.59	54.2	7.7	10180.0	4320.0
V13	2Ø6+1Ø10+2Ø16	5.37	63.1	8.1	10590.0	4950.0
V14	2Ø6+1Ø12+2Ø16	5.72	66.9	8.3	10770.0	5220.0
V15	2Ø6+1Ø16+2Ø16	6.60	76.2	8.7	11190.0	5870.0

Refuerzo Superior Por nervio	Flexión negativa B 400 S Gs=1.15					
	Área cm ² Nervio	Momento último		Momento Fisura	Rigidez	
		Tipo	Macizado		Total	Fisura
			kN·m/m	kN·m/m	m ² ·kN/m	
1Ø6	0.28	3	3	13	7700	300
1Ø8	0.50	5	5	13	7710	510
2Ø6	0.57	5	6	13	7710	560
1Ø6+1Ø8	0.79	7	8	13	7730	750
1Ø10	0.79	8	8	13	7730	760
2Ø8	1.01	9	10	13	7740	920
1Ø12	1.13	11	11	13	7750	1020
1Ø8+1Ø10	1.29	12	13	13	7760	1140
2Ø10	1.57	14	15	14	7780	1340
1Ø8+1Ø12	1.63	15	16	14	7780	1370
1Ø10+1Ø12	1.92	17	19	14	7800	1560
1Ø16	2.01	18	20	14	7800	1620
2Ø12	2.26	20	22	14	7820	1770
2Ø8+2Ø10	2.58	22	25	14	7840	1960
1Ø10+1Ø16	2.80	24	27	14	7850	2070
1Ø12+1Ø16	3.14	26	30	14	7870	2260
3Ø12	3.39	28	33	14	7880	2390
2Ø16	4.02	32	38	14	7920	2690
2Ø12+1Ø16	4.27	33	41	14	7930	2800
2Ø16+1Ø10	4.81	36	46	14	7960	3040
2Ø16+1Ø12	5.15	38	49	14	7980	3180
3Ø16	6.03	42	57	15	8030	3520
2Ø12+2Ø16	6.28	43	59	15	8040	3610



Refuerzo Superior Por nervio	Flexión negativa B 500 S Gs=1.15					
	Área	Momento último		Momento	Rigidez	
	cm ² Nervio	Tipo	Macizado	Fisura	Total	Fisura
		kN·m/m		kN·m/m	m ² ·kN/m	
1Ø6	0.28	3	3	13	7700	300
1Ø8	0.50	6	6	13	7710	510
2Ø6	0.57	7	7	13	7710	560
1Ø6+1Ø8	0.79	9	10	13	7730	750
1Ø10	0.79	9	10	13	7730	760
2Ø8	1.01	12	12	13	7740	920
1Ø12	1.13	13	14	13	7750	1020
1Ø8+1Ø10	1.29	15	16	13	7760	1140
2Ø10	1.57	18	19	14	7780	1340
1Ø8+1Ø12	1.63	18	20	14	7780	1370
1Ø10+1Ø12	1.92	21	23	14	7800	1560
1Ø16	2.01	22	24	14	7800	1620
2Ø12	2.26	24	27	14	7820	1770
2Ø8+2Ø10	2.58	27	31	14	7840	1960
1Ø10+1Ø16	2.80	29	33	14	7850	2070
1Ø12+1Ø16	3.14	31	37	14	7870	2260
3Ø12	3.39	33	40	14	7880	2390
2Ø16	4.02	37	47	14	7920	2690
2Ø12+1Ø16	4.27	39	50	14	7930	2800
2Ø16+1Ø10	4.81	42	56	14	7960	3040
2Ø16+1Ø12	5.15	60	60	14	7980	3180
3Ø16	6.03	69	69	15	8030	3520
2Ø12+2Ø16	6.28	72	72	15	8040	3610

Esfuerzo cortante último de la sección en kN/m	
Disposición	Resistencia
ARMADURA BAJA (<15)	32
ARMADURA NORMAL (15)	34
DOBLE ARMADURA (2-15)	52

Ficha de características técnicas del forjado de viguetas armadas:ALEMAN SEMIRRESISTENTES

Esfuerzos por bandas de 1 m

Forjado 17+4, Hormigón / 83 cm

HA-25 Gc=1.50

Tipo De Vigüeta	Flexión positiva B 500 S Gs=1.15					
	Armado Por Vigüeta	Área cm ² Nervio	Momento		Rigidez	
			Último kN·m/m	Fisura	Total m ² ·kN/m	Fisura
2-V1	2Ø6+1Ø6	1.70	17.5	9.6	11960.0	1540.0
2-V2	2Ø6+1Ø8	2.14	22.0	9.8	12130.0	1900.0
2-V3	2Ø6+1Ø6+1Ø8	2.70	27.8	10.0	12340.0	2360.0
2-V4	2Ø6+1Ø8+1Ø8	3.14	32.0	10.2	12500.0	2680.0
2-V5	2Ø6+1Ø8+1Ø10	3.71	37.8	10.4	12710.0	3110.0
2-V6	2Ø6+1Ø10+1Ø10	4.27	43.4	10.6	12920.0	3530.0
2-V7	2Ø6+1Ø10+1Ø12	4.96	49.9	10.9	13160.0	4010.0
2-V8	2Ø6+1Ø12+1Ø12	5.65	56.4	11.1	13390.0	4470.0
2-V9	2Ø6+1Ø8+2Ø12	6.66	65.6	11.5	13740.0	5130.0
2-V10	2Ø6+1Ø10+2Ø12	7.23	70.9	11.7	13930.0	5500.0
2-V11	2Ø6+1Ø12+2Ø12	7.92	77.0	12.0	14160.0	5920.0
2-V12	2Ø6+1Ø16+1Ø16	9.17	87.6	12.4	14560.0	6650.0
2-V13	2Ø6+1Ø10+2Ø16	10.74	101.3	13.1	15080.0	7580.0
2-V14	2Ø6+1Ø12+2Ø16	11.44	107.0	13.3	15300.0	7970.0
2-V15	2Ø6+1Ø16+2Ø16	13.19	120.8	14.0	15830.0	8890.0

Refuerzo Superior Por nervio	Flexión negativa B 400 S Gs=1.15					
	Área cm ² Nervio	Momento último		Momento Fisura kN·m/m	Rigidez	
		Tipo	Macizado		Total m ² ·kN/m	Fisura
2Ø6	0.57	5	5	16	11380	510
2Ø8	1.01	8	8	16	11420	860
4Ø6	1.13	9	9	16	11430	950
2Ø6+2Ø8	1.57	13	13	16	11470	1260
2Ø10	1.57	13	13	16	11470	1270
4Ø8	2.01	16	16	16	11510	1560
2Ø12	2.26	18	19	16	11540	1720
2Ø8+2Ø10	2.58	20	21	16	11570	1920
4Ø10	3.14	24	26	16	11620	2260
2Ø8+2Ø12	3.27	25	27	16	11630	2320
2Ø10+2Ø12	3.83	29	31	17	11680	2630
2Ø16	4.02	30	33	17	11700	2730
4Ø12	4.52	34	37	17	11740	2990
4Ø8+4Ø10	5.15	38	41	17	11800	3300
2Ø10+2Ø16	5.59	40	45	17	11830	3490
2Ø12+2Ø16	6.28	44	50	17	11890	3810
6Ø12	6.79	47	54	17	11930	4020
4Ø16	8.04	54	63	18	12040	4530
4Ø12+2Ø16	8.55	56	67	18	12080	4730
4Ø16+2Ø10	9.61	61	75	18	12170	5120
4Ø16+2Ø12	10.30	64	79	18	12220	5360
6Ø16	12.06	71	92	19	12360	5930
4Ø12+4Ø16	12.57	72	95	19	12400	6080



Refuerzo Superior Por nervio	Área cm ² Nervio	Flexión negativa		B 500 S Gs=1.15		
		Momento último		Momento Fisura kN·m/m	Rigidez	
		Tipo	Macizado		Total	Fisura
			kN·m/m		m ² ·kN/m	
2Ø6	0.57	6	6	16	11380	510
2Ø8	1.01	10	10	16	11420	860
4Ø6	1.13	11	12	16	11430	950
2Ø6+2Ø8	1.57	15	16	16	11470	1260
2Ø10	1.57	16	16	16	11470	1270
4Ø8	2.01	20	20	16	11510	1560
2Ø12	2.26	22	23	16	11540	1720
2Ø8+2Ø10	2.58	25	26	16	11570	1920
4Ø10	3.14	30	32	16	11620	2260
2Ø8+2Ø12	3.27	31	33	16	11630	2320
2Ø10+2Ø12	3.83	35	39	17	11680	2630
2Ø16	4.02	37	40	17	11700	2730
4Ø12	4.52	41	45	17	11740	2990
4Ø8+4Ø10	5.15	45	51	17	11800	3300
2Ø10+2Ø16	5.59	48	55	17	11830	3490
2Ø12+2Ø16	6.28	53	61	17	11890	3810
6Ø12	6.79	56	66	17	11930	4020
4Ø16	8.04	63	77	18	12040	4530
4Ø12+2Ø16	8.55	66	82	18	12080	4730
4Ø16+2Ø10	9.61	91	91	18	12170	5120
4Ø16+2Ø12	10.30	97	97	18	12220	5360
6Ø16	12.06	111	111	19	12360	5930
4Ø12+4Ø16	12.57	115	115	19	12400	6080

Esfuerzo cortante último de la sección en kN/m	
Disposición	Resistencia
ARMADURA BAJA (<15)	65
ARMADURA NORMAL (15)	48
DOBLE ARMADURA (2-15)	63

11.- LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 0.200 MPa

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 0.300 MPa

12.- MATERIALES UTILIZADOS

12.1.- Hormigones

Para todos los elementos estructurales de la obra: HA-25; $f_{ck} = 25$ MPa; $\gamma_c = 1.30$ a 1.50

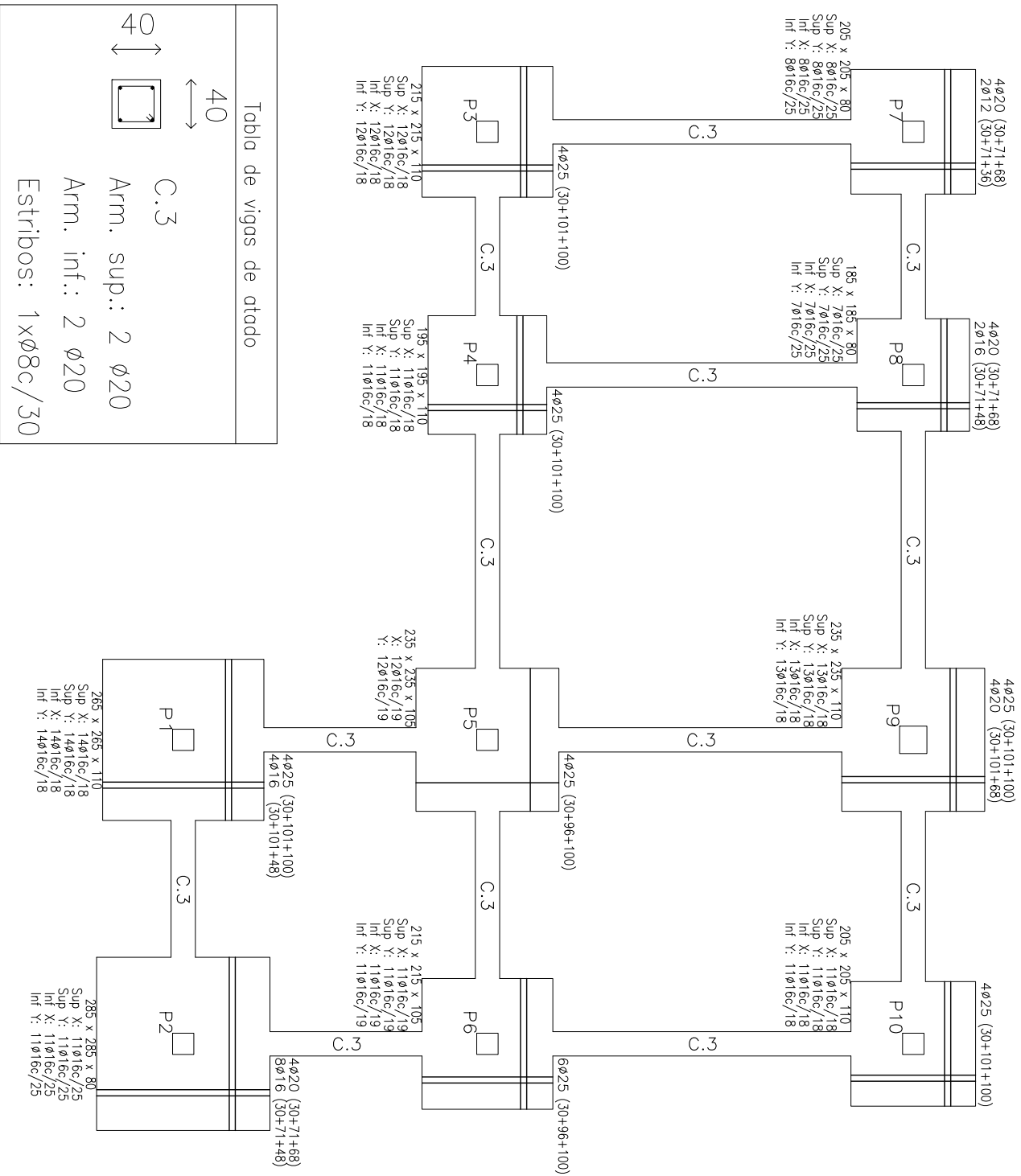
12.2.- Aceros por elemento y posición

12.2.1.- Aceros en barras

Para todos los elementos estructurales de la obra: B 400 S; $f_{yk} = 400$ MPa; $\gamma_s = 1.00$ a 1.15

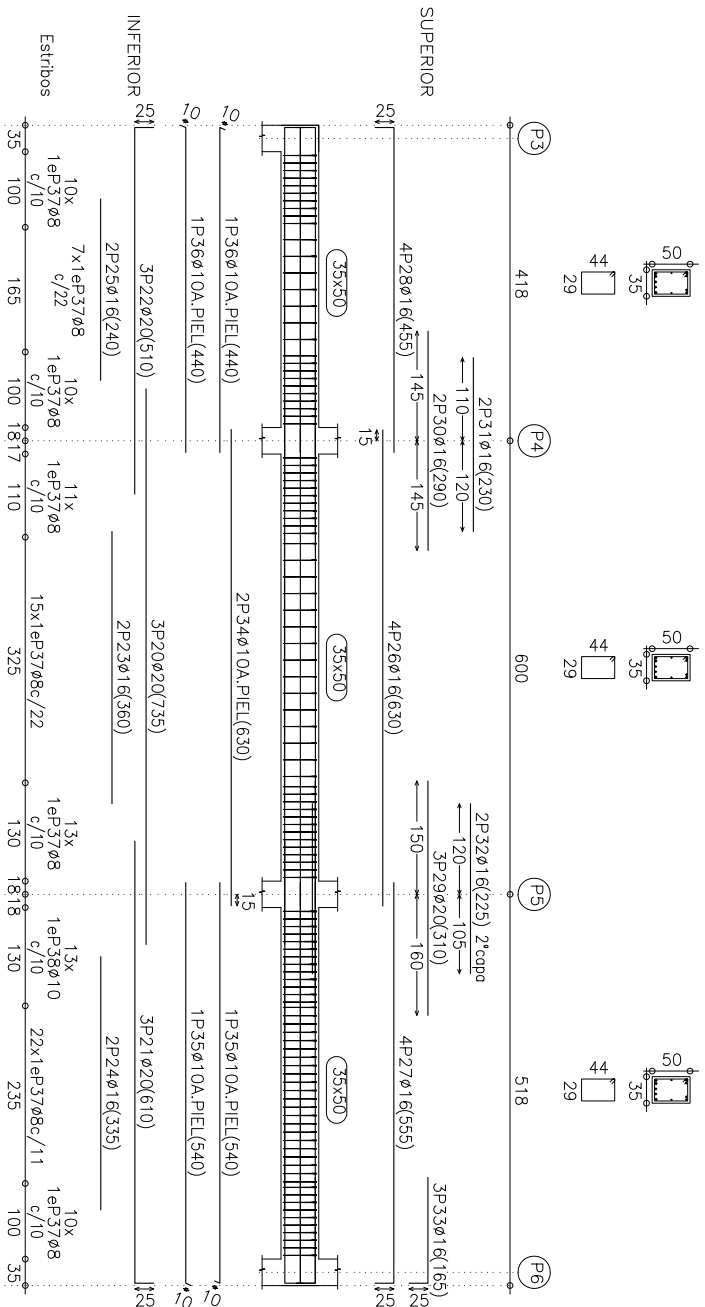
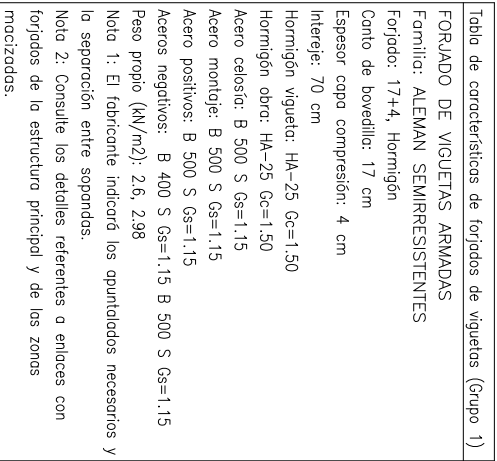
12.2.2.- Aceros en perfiles

Tipo de acero para perfiles	Acero	Límite elástico (MPa)	Módulo de elasticidad (GPa)
Aceros conformados	S235	235	206
Aceros laminados	S275	275	206

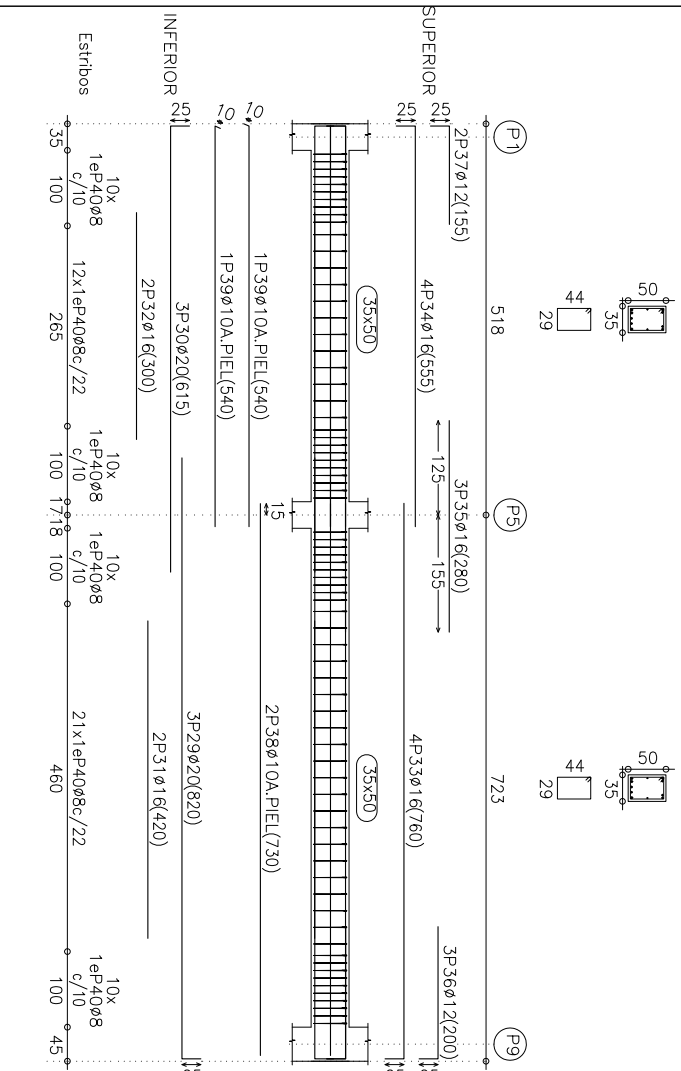


Arranques
$n\emptyset_{xx}(aa+bb+cc)$

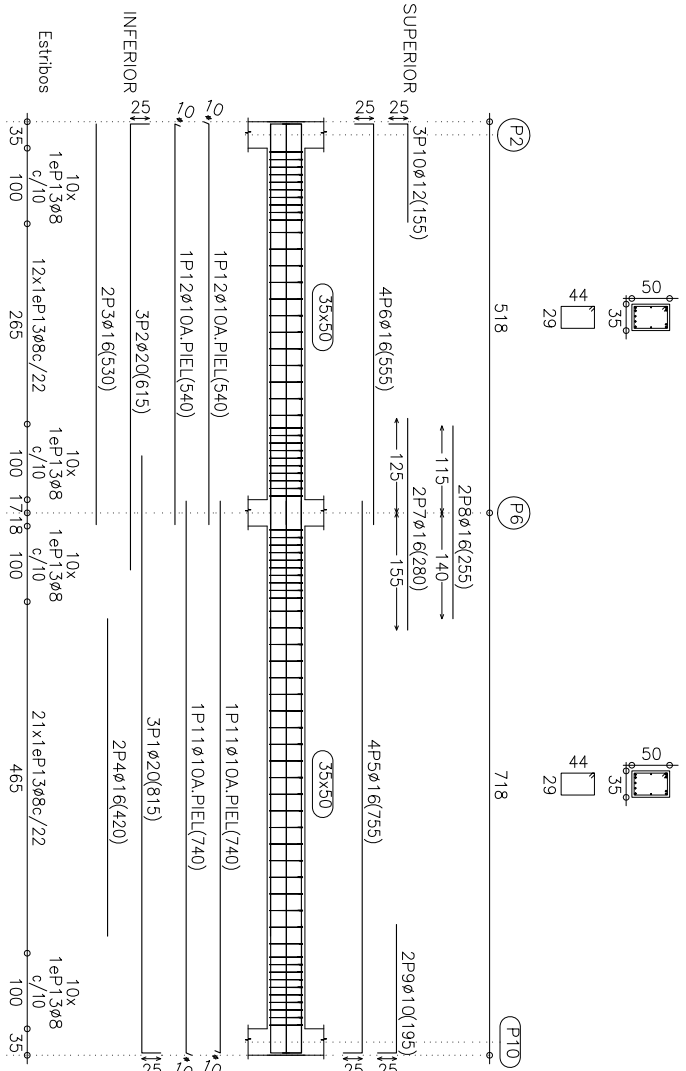
CUADRO DE ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN						
Referencias	Dimensiones (cm)	Canto (cm)	Armado inf. X	Armado inf. Y	Armado sup. X	Armado sup. Y
P1	265x265	110	1ø16c/18	1ø16c/18	1ø16c/18	1ø16c/18
P2	285x285	80	11ø16c/25	11ø16c/25	11ø16c/25	11ø16c/25
P3	215x215	110	12ø16c/18	12ø16c/18	12ø16c/18	12ø16c/18
P4	195x195	110	11ø16c/18	11ø16c/18	11ø16c/18	11ø16c/18
P5	235x235	105	12ø16c/19	12ø16c/19	11ø16c/19	11ø16c/19
P6	215x215	105	11ø16c/19	11ø16c/19	11ø16c/19	11ø16c/19
P7	205x205	80	8ø16c/25	8ø16c/25	8ø16c/25	8ø16c/25
P8	185x185	80	7ø16c/25	7ø16c/25	7ø16c/25	7ø16c/25
P9	235x235	110	13ø16c/18	13ø16c/18	13ø16c/18	13ø16c/18
P10	205x205	110	11ø16c/18	11ø16c/18	11ø16c/18	11ø16c/18



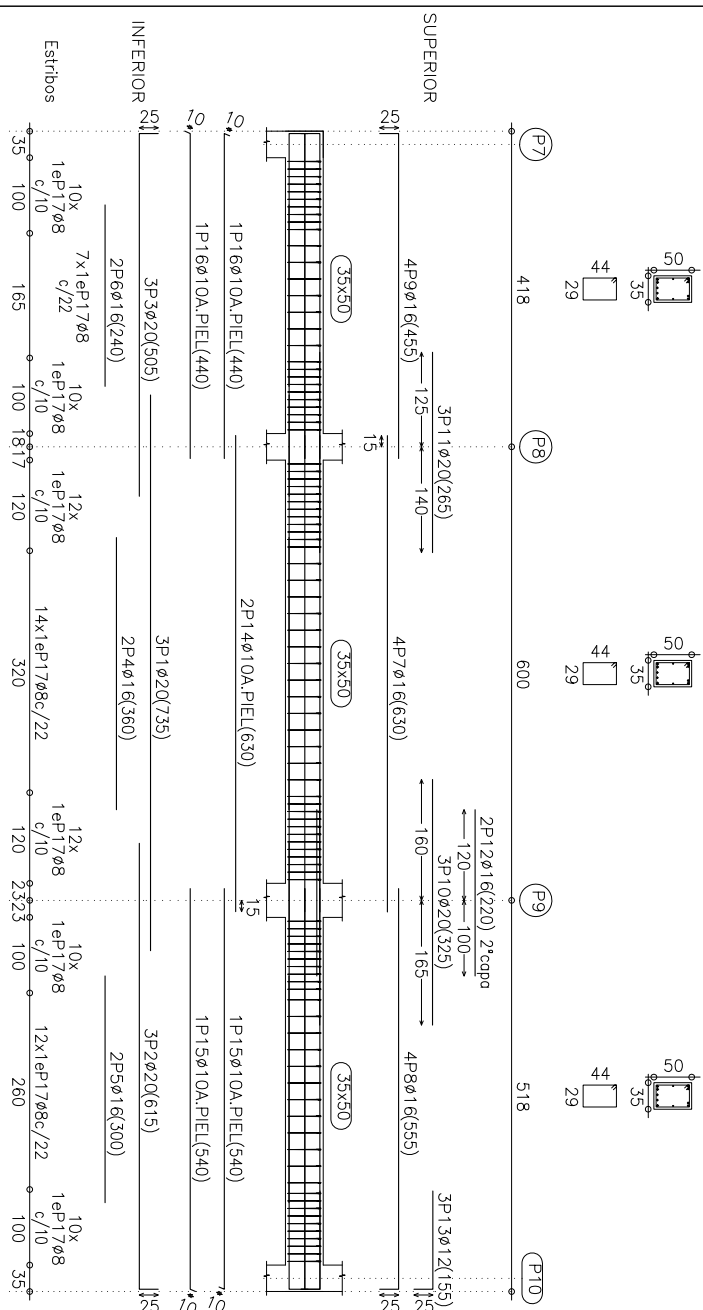
Pórtico 6



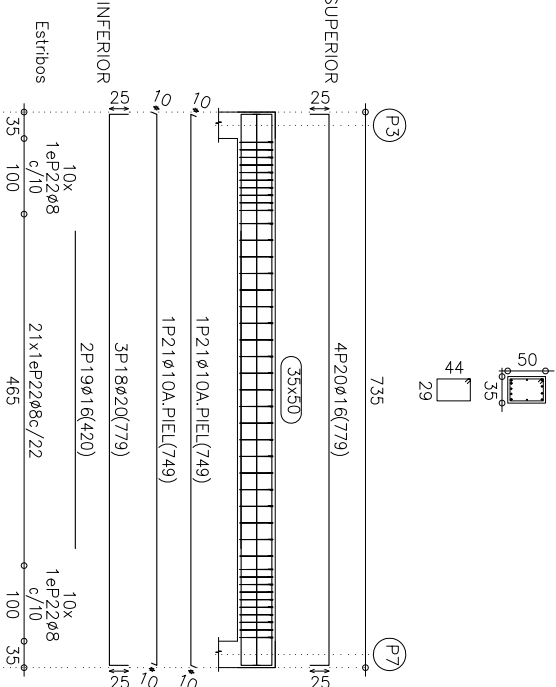
Pórtico 7



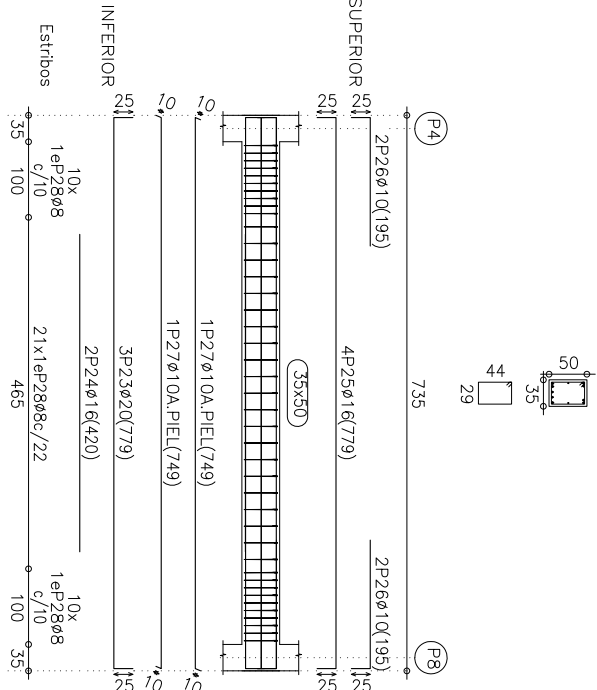
Pórtico 3



Pórtico 4



Pórtico 5



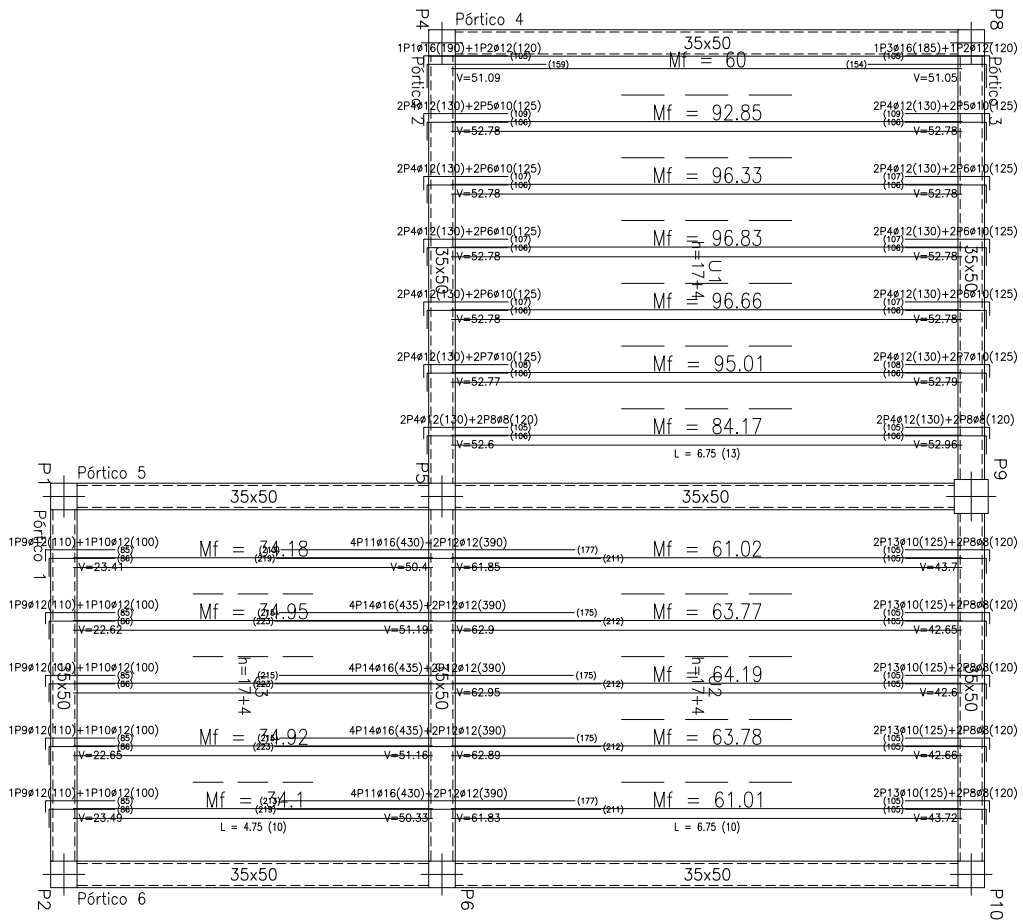
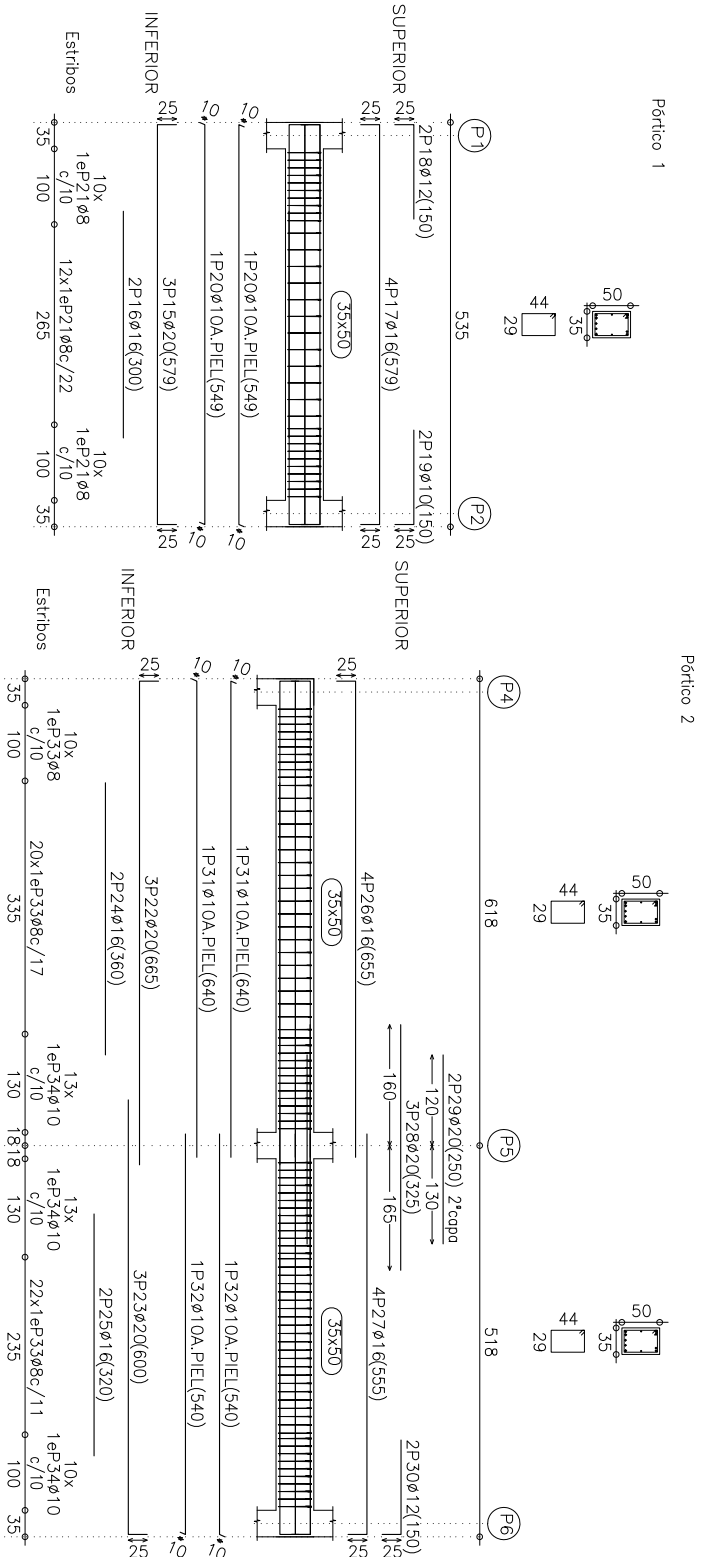
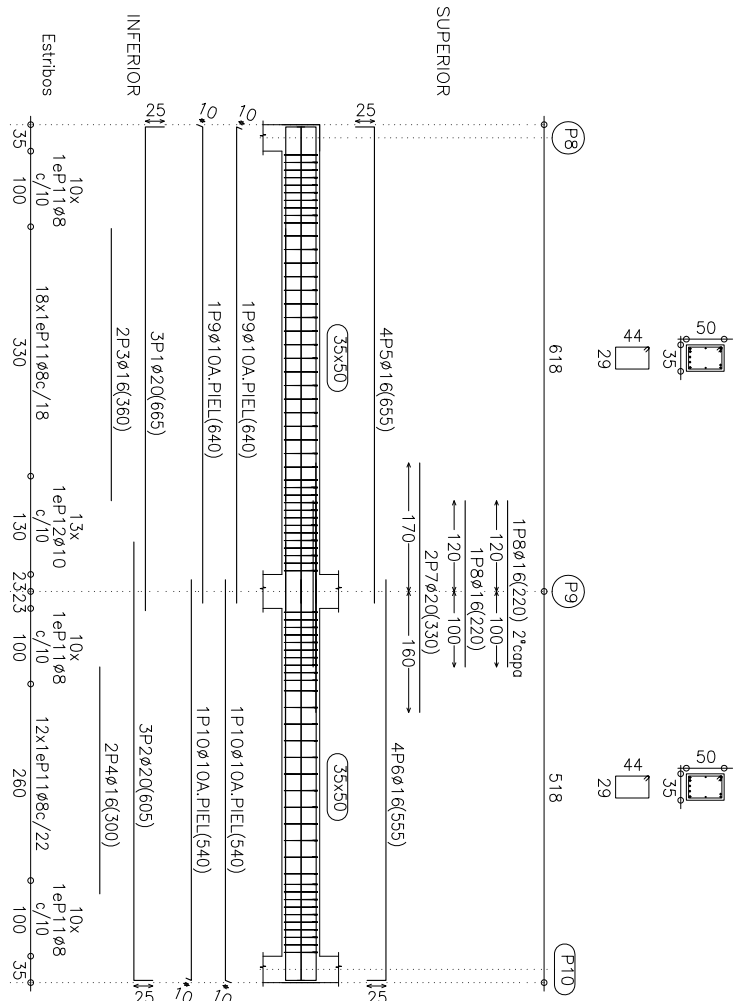


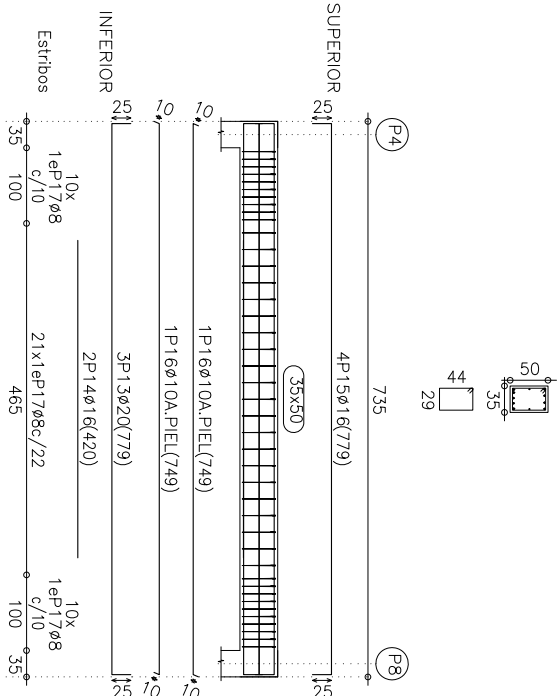
Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 2)
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS
Familia: ALEMAN SEMIRRESISTENTES
Forjado: 17+4, Hormigón
Canto de bovedilla: 17 cm
Espesor capa compresión: 4 cm
Inteire: 70 cm
Hormigón vigueta: HA-25 Gc=1,50
Hormigón obra: HA-25 Gc=1,50
Acero celosía: B 500 S Gs=1,15
Acero montaje: B 500 S Gs=1,15
Acero positivos: B 500 S Gs=1,15
Aceros negativos: B 400 S Gs=1,15 B 500 S Gs=1,15
Peso propio (kN/m2): 2,6, 2,98
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandas.
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlaces con forjados de la estructura principal y de las zonas moalizadas.



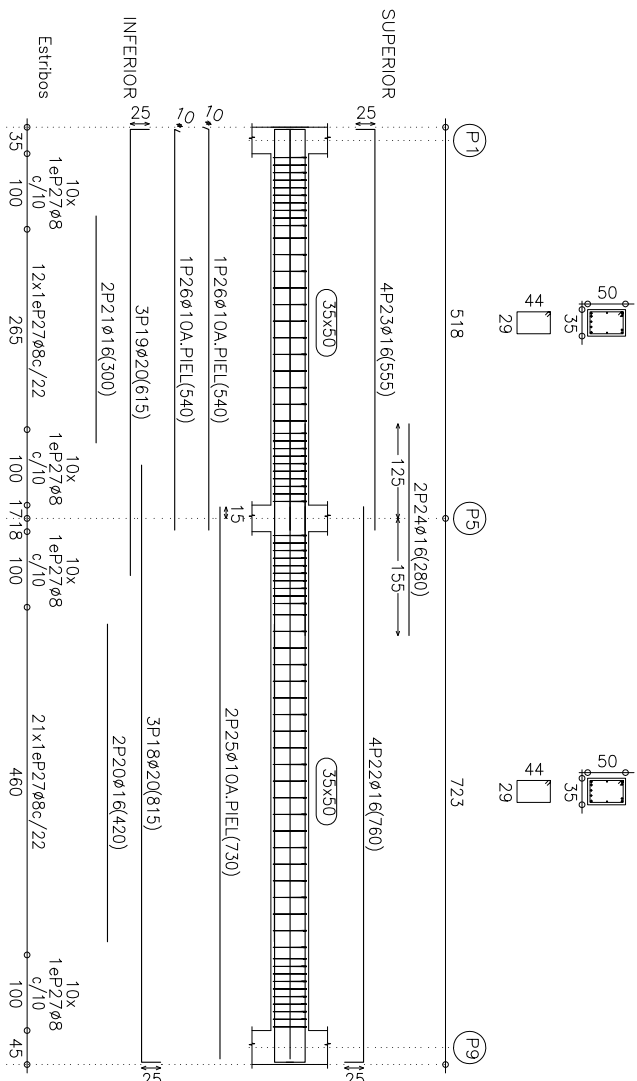
Pórtico 3



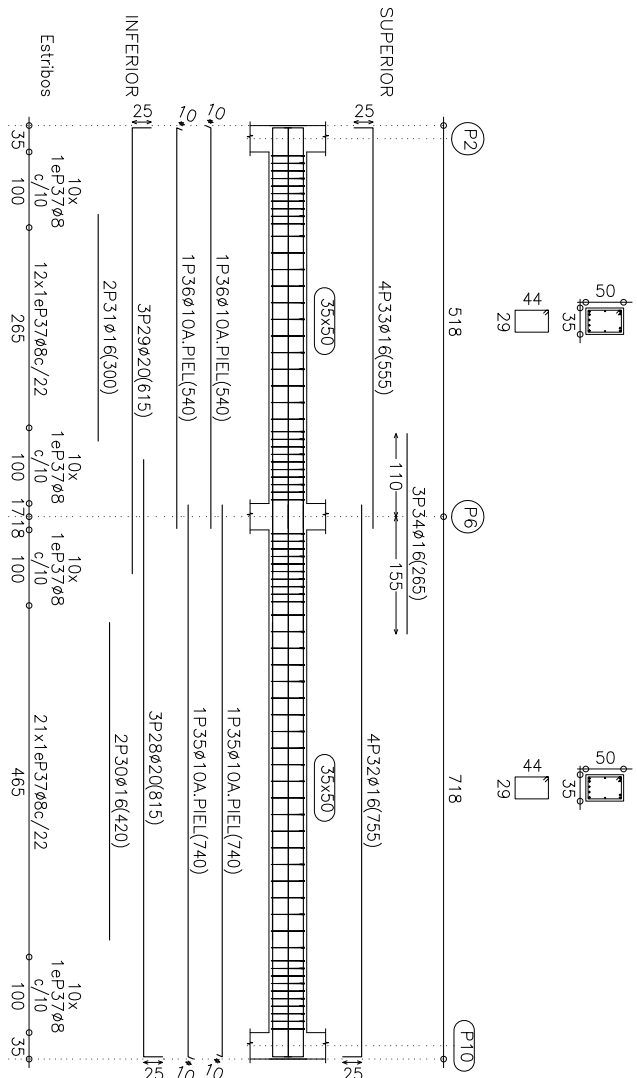
Pórtico 4



Pórtico 5



Pórtico 6



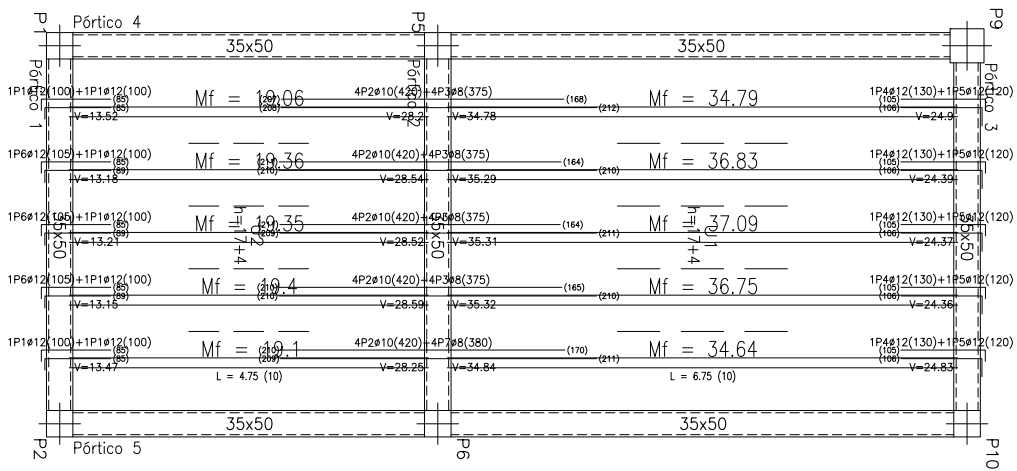
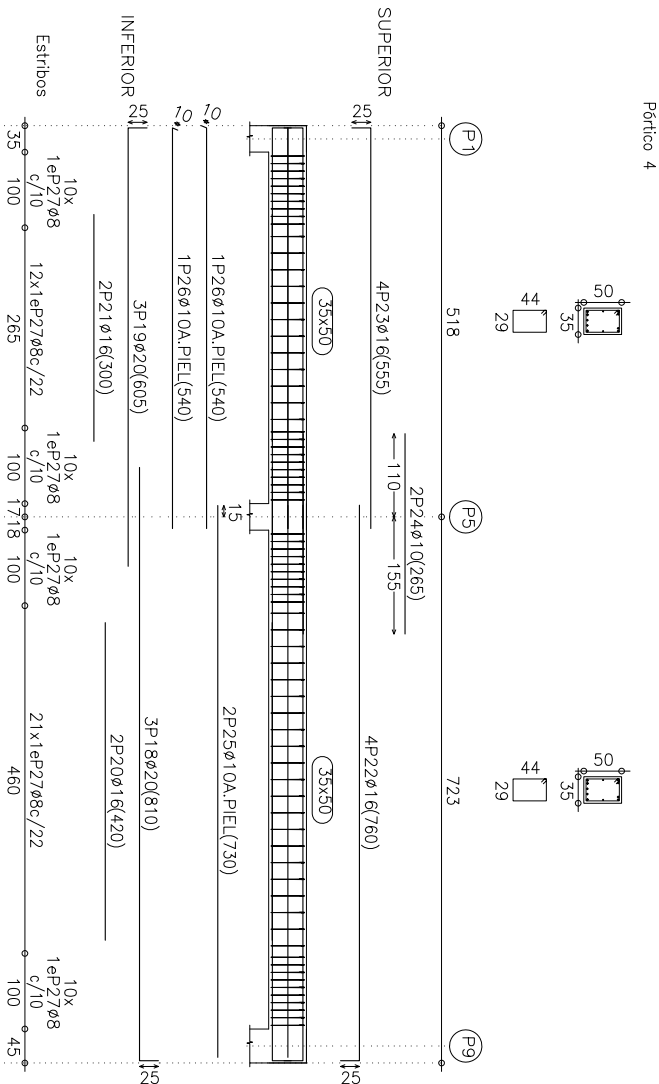
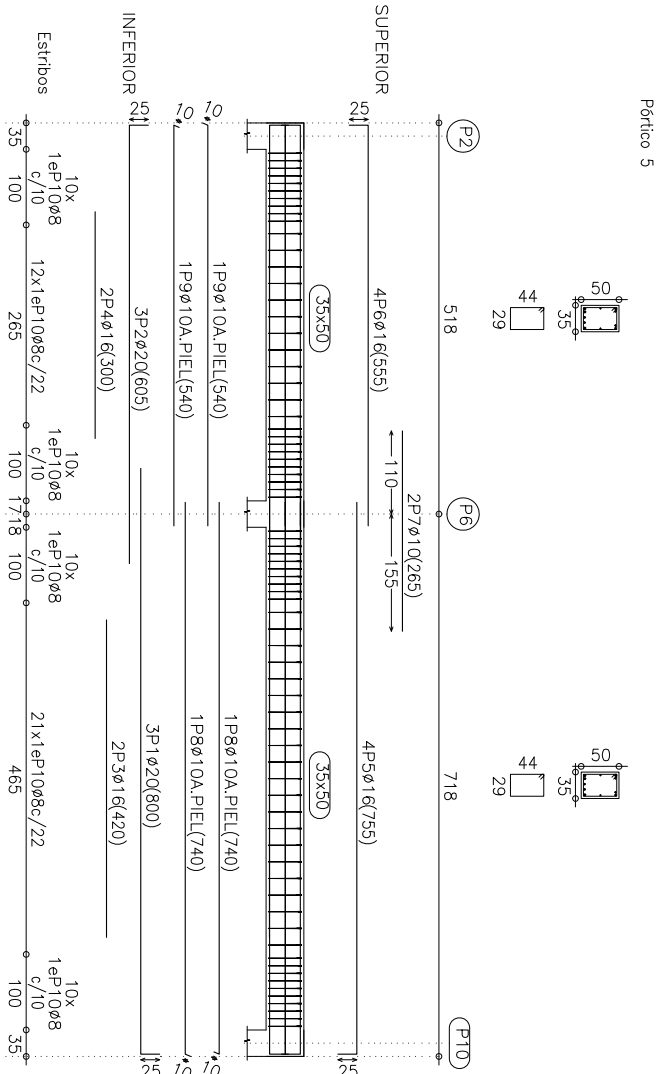
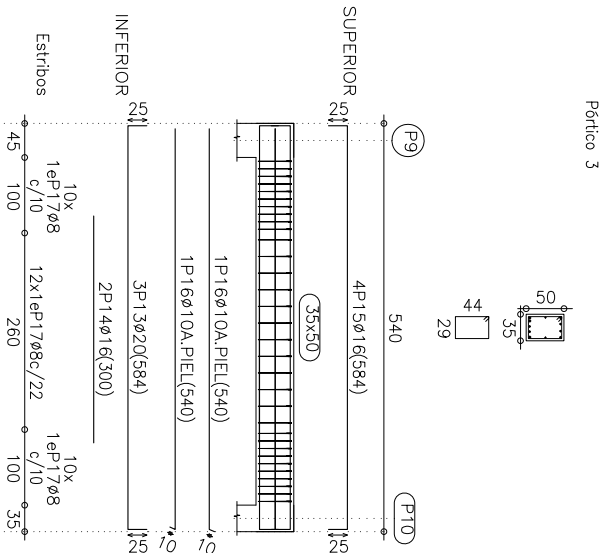
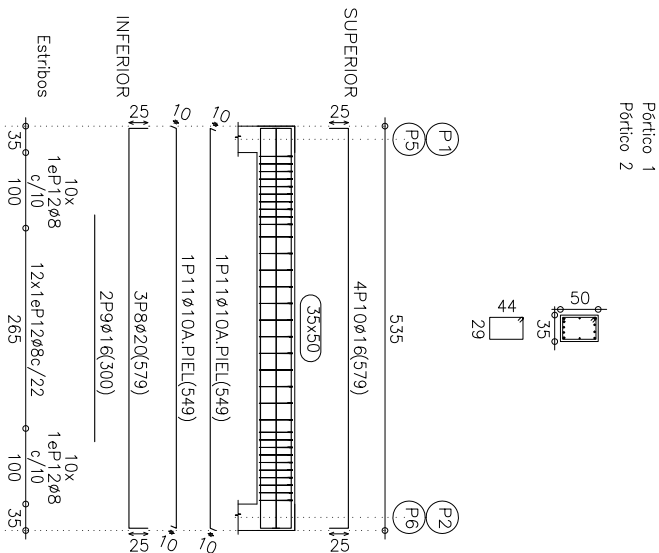


Tabla de características de forjados de viguetas (Grupo 3)
FORJADO DE VIGUETAS ARMADAS
Fornica: ALEMAN SEMIRESISTENTES
Forjado: 17+4, Hormigón
Canto de bovedilla: 17 cm
Espesor capa compresión: 4 cm
Inteije: 70 cm
Hormigón vigueta: HA-25 Gc=1.50
Hormigón obra: HA-25 Gc=1.50
Acero celosía: B 500 S Gs=1.15
Acero montaje: B 500 S Gs=1.15
Acero positivos: B 500 S Gs=1.15
Acero negativos: B 400 S Gs=1.15 B 500 S Gs=1.15
Peso propio (kN/m ²): 2.6, 2.98
Nota 1: El fabricante indicará los apuntalados necesarios y la separación entre sopandos.
Nota 2: Consulte los detalles referentes a enlces con forjados de la estructura principal y de las zonas macizadas.



7. CONCLUSIONES.

INTRODUCCIÓN:

Este proyecto final de carrera ha cumplido con el principal objetivo marcado al comienzo de este trabajo: se ha desarrollado un análisis de acciones sísmicas y en relación al mismo se han citado una serie de propuestas para el diseño de edificaciones futuras situadas en zona sísmica.

CONCLUSIONES:

En base al trabajo realizado se procede a dar las siguientes recomendaciones en cuanto al terremoto de Lorca y futuros sucesos sísmicos:

1. El diseño frente a los efectos de los terremotos empieza en el planeamiento urbano, es decir, la distribución de usos, reparto de suelo tras una reparcelación, forma de las parcelas y edificios, su altura entre plantas, su altura total, la altura de los edificios colindantes, la existencia de desniveles, las alineaciones, etc., todos estos parámetros tienen gran influencia en el comportamiento final de los edificios que se construyan. También tenemos que tener en cuenta el tipo de suelo (características geotécnicas y geológicas de la zona).
2. Es recomendable que las edificaciones se separen entre sí una distancia del orden de 2 a 3 m, esto permitiría además mayor iluminación y ventilación de las estancias interiores. Esta separación entre edificaciones son especialmente importantes cuando las alturas de los forjados colindantes no coinciden en su rasante.

3. También se debe realizar un diseño de edificios con la máxima regularidad y simetría en planta y alzado, tanto de masas como de rigideces, especialmente de rigidez al desplazamiento. En zonas sísmicas es recomendable que el edificio tenga una forma sencilla que permita aminorar la incertidumbre sobre su comportamiento estructural.
4. Los edificios bajos (hasta 6 plantas), llevan asociados periodos de oscilación cortos, del orden de medio segundo, ya que se comportan con una gran rigidez interna, pareciéndose más a un sólido rígido moviéndose. Por esto, las plantas de viviendas, atendiendo a la altura habitual entre forjados y a las tabiquerías, suelen responder con la rigidez interna de cuasi-sólido rígido requerida por el edificio. Sin embargo, en las plantas bajas el carácter de rigidez suele resolverse con el esqueleto estructural junto a divisiones rígidas y resistentes, las cuales deberían tenerse en cuenta en el diseño estructural, buscando un comportamiento sólido rígido de las plantas superiores o también se puede resolver con la estructura esquelética empleando pocas o nulas divisiones interiores o poco rígidas que permitan las deformaciones pero sin llegar a romperse.
5. Los edificios altos (más de 8 plantas), llevan asociados periodos de oscilación largos, del orden del segundo, tendiendo a un comportamiento de mayor desplazamiento conforme avanzamos en altura, y donde se suele dar más un desplazamiento relativo de sus elementos sobre todo en las plantas del tercio inferior, es más eficaz utilizar tabiquerías, fachadas y, en general, elementos de albañilería poco rígidos y poco resistentes, con capacidad de adaptación a las deformaciones que permitan acompañarlas sin romperse, confiando la rigidez y resistencia a la estructural, siendo conveniente utilizar métodos de

dimensionamiento basados en la capacidad de generar ductilidad al conjunto.

6. Sería conveniente el uso de pilares apantallados ($h=2,5b$) en las dos direcciones principales y, preferentemente, en la zona central tanto del perímetro como de la edificación, buscando así la simetría estructural. Esta recomendación, es especialmente útil en plantas bajas y muy oportuna en el resto del tercio inferior del total de plantas, es conveniente hacerlo con la disminución progresiva de rigidez conforme avanzamos en altura.
7. Los extremos de pilares y vigas deben quedar muy confinados por cercos. El extremo se ha de considerar como mínimo hasta el doble del canto desde la cara libre del nudo, tanto para vigas como para pilares. Una recomendación sería utilizar en los extremos cercos de barras de diámetro de 8 mm separados no más de 7 cm en pilares, y en vigas no más de 10 cm. En el resto del elemento, no más de la mitad del canto.
8. No deben emplearse pilares cortos, especialmente en elevaciones de suelos de plantas bajas, para ventilación y/o iluminación de sótanos, sustituyendo estos por la continuación del muro, salvo pequeños huecos en su fuste que no excedan del 15% de la parte elevada.
9. Si utilizamos cuerpos rígidos de fábrica: pantallas, cajas de escalera, cajas de ascensor, etc., es recomendable que sean armados en sus tendeles y situarlos en la zona central, cuidando siempre la simetría general. De no ser así, es mejor utilizar divisiones poco rígidas.
10. Las losas de escalera no deben degollar en los pilares, deben desarrollarse al margen de estos sobre muros o sistemas estructurales independientes (cajas de

escalera).

11. Las fachadas de fábrica deben apoyar en todo su espesor en los forjados, preferentemente retranqueadas de los bordes y quedar arriostradas con elementos o armaduras anclados a los forjados inferior y superior. Las fachadas de ladrillo cara vista, deben disponer de celosías armadas en sus tendeles, de tal forma que acepten cierta capacidad de deformación sin agrietarse frente a deformaciones horizontales, todo ellos con más intensidad en los entrepaños de huecos. En cerramiento de dos hojas, ambas deben arriostrarse con llaves transversales siendo recomendable disponer de al menos dos llaves cada m² de cerramiento.
12. Los antepechos de cubierta deben ejecutarse con pilarillos en su palo, arriostrados entre sí por un zuncho de coronación sobre el peto de fábrica. Se deben colocar en la línea de fachada, nunca en la de vuelo. Es preferible que estos no superen 1,50 m de altura, desde cara superior del forjado y que sean de al menos 20 cm de espesor con un entramado de pilarillos, separado son más de 4 m y zuncho de arriostramiento de 20x20 cm² con 4r16 y estribos de 8mm c/15 cm.
13. Las chimeneas, tubos y conducciones sobre cubierta deben quedar anclados ante caídas, desplomes, cuidando especialmente la esbeltez que puedan alcanzar, especialmente si tienen riesgo de caída sobre la vía pública.

TRABAJO FUTURO:

Como trabajos futuros se podría hacer una ampliación de este análisis incluyendo otras propuestas de diseño sismorresistente.

También sería interesante la realización del análisis mediante otros programas de cálculo, como por ejemplo, SAP 2000 y la explicación de cómo influyen las diferentes propuestas de diseño en una edificación real: variando secciones de pilares, incluyendo arriostramientos, elementos no estructurales “tabiquerías” en el cálculo estructural y no incluirlos y así observamos el cambio que experimentan si están incluidos en el cálculo o no para posteriormente realizar las propuestas constructivas

BIBLIOGRAFÍA

1. Norma de construcción sismorresistente española NCSE-02.
2. Norma de hormigón estructural española EHE-08.
3. Código Técnico de la Edificación.
4. Manual del usuario de CYPE.
5. Eurocódigo 8.
6. Diseño sísmico de edificios. Enrique Bazán, Roberto Meli.
7. Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal. Juan Carlos Vielma Pérez.
8. Vulnerabilidad sísmica en edificios de hormigón armado. Revista trimestral de ACHE, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.
9. Umbrales de daños en edificios de hormigón armado. Revista trimestral de ACHE, Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.
10. Vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente. Revista de hormigón y acero.

11. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings (libro electrónico UPCT).
12. Apply Technology Council ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC-401 Redwood City, California: Apply Technology Council, California.
13. Instituto Geofísico de Perú (2002). El Terremoto de la Región Sur del Perú del 23 de junio de 2001, Lima, Perú.
14. Fuerzas de Diseño y Control de Desplazamientos en la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente, Universidad del Perú, Sección Ingeniería Civil, Lima, Perú.
15. Reforzamiento sísmico de edificios de salud y educativos afectados por el terremoto de junio de 2001 en el sur de Perú. Universidad del Perú, Lima, Perú.
16. Funciones de vulnerabilidad calculadas para edificaciones en muros de hormigón reforzado. Revista de Ingeniería de Construcción.
17. Intersacción sísmica suelo-estructura en edificaciones con zapatas. Genner Villarreal Castro.
18. www.geovirtual.cl/geologiageneral/ggcap01d.htm
19. www.soychile.org/300/sismos-temblores-recientes

20. www.rekursostic.educacion.es/secundaria/edad/4esobiologia/4quincena4/imagenes4/quincena4.pdf
21. www.apuntesdearquitecturadigital.blogspot.com.es/2011/06/grarquitectos-comparte-su-experiencia.html
22. www.slideshare.net/azuca92/criterios-para-diseo-estructural

Universidad Politécnica de Cartagena

Departamento de Arquitectura y Tecnología de la
Edificación.